

ANEXOS A.1
ESTUDIO DE SUELOS



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

ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA "SPT"

RESUMEN INFORME Y CONCLUSIONES

PROYECTO:

**CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA
QUEBRADA SALUCO DE LA PROVINCIA DE CERCADO**

PROPIETARIO:

SUB GOBERNACION DE CERCADO

SOLICITANTE:

UNIV. CARLOS ABRAHAM HEREDIA TABOADA

TUTOR:

ING. DAVID ZENTENO BENITEZ

18 DE AGOSTO DEL 2025



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

ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA "SPT"

PLANILLAS DE ENSAYO N° 1

ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA "STP"

CLASIFICACION DE SUELOS NORMA AASHTO

LIMITES DE ATTERBERG

GRANULOMETRIA DE MUESTRAS

PROYECTO:

**CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA
QUEBRADA SALUCO DE LA PROVINCIA DE CERCADO**

PROPIETARIO:

SUB GOBERNACION DE TARIJA

SOLICITANTE:

UNIV. CARLOS ABRAHAM HEREDIA TABOADA

TUTOR:

ING. DAVID ZENTENO BENITEZ

18 DE AGOSTO DEL 2025



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

ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA "S.P.T"

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUEBTE VEHICULAR SOBRE LA QDA. SALUCO EN EL MUNICIPIO DE TARIJA			
PROPIETARIO:	SUB GOBERNACIÓN DE TARIJA	LABORATORISTA:	TEC. ENSER MARTINEZ A.
SOLICITANTE:	UNIV. CARLOS A. HEREDIA T.	ENSAYO:	ENSAYO N.º 1
UBICACIÓN:	QDA. SALUCO (YESERA NORTE)	FECHA:	18 DE AGOSTO DEL 2025

DATOS ESTANDAR EQU. S.P.T.

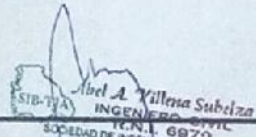
Altura de penetración: 30 cm.
Peso del martillo: 65,5 kg.
Altura de caída: 73,2 cm.

DATOS LUGAR DEL ENSAYO

Se excavó en el margen derecho de la Quebrada Saluco en Yesera Norte final del asfalto

Profundidad :- Se excavó a cielo abierto -3,55 m. respecto al nivel de margen de Quebrada 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	0,35			Terreno orgánico con pastura y arbustos, presenta densidad suelta.	
		0,35	2,45			Grava y arena limosa, húmeda color gris claro y con densidad media.	
		2,45	3,55			Grava y arena limosa color marrón oscuro y con densidad compacta.	
	1	3,55	4,00	12	2,45	Fragmentos de piedra, grava y arena de color marrón oscuro, saturada presenta densidad compacta.	A - 1a
OBSERVACIONES:						VºBº:	
Suelo compacto con buena capacidad portante. Para diseño se sugiere una presión admisible de 2,00 Kg./cm ²						 Abel A. Villena Subelza INGENIERO CIVIL R.C.N.I. 6970 SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA	

CONSULTORA
EOLO S.R.L.



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

CLASIFICACION DE SUELOS

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QDA. SALUCO EN EL MUNICIPIO DE TARIJA			
PROPIETARIO:	SUB GOBERNACION DE TARIJA	LABORATORISTA:	TEC. ENSER MARTINEZ A.
SOLICITANTE:	UNIV. CARLOS A. HEREDIA T.	ENSAYO:	ENSAYO Nº 1
UBICACIÓN:	QDA. SALUCO (YESERA NORTE)	FECHA:	18 DE AGOSTO DEL 2025

DATOS GENERALES:

Límite Líquido (%) =	27,98
Límite Plástico (%) =	23,27
Índice de Plasticidad (%) =	4,69
(%) que pasa por el Tamiz Nº10 =	19,20
(%) que pasa por el Tamiz Nº40 =	13,02
(%) que pasa por el Tamiz Nº200 =	8,09

COEFICIENTES:

(%) pasa Tamiz Nº200 - 35, a = 0,00
(%) pasa Tamiz Nº200 - 15, b = 0,00
LL - 40, c = 0,00
IP - 10, d = 0,00

Índice de Grupo, IG = 0

CLASIFICACION POR EL SISTEMA AASHTO

MENOS del 35% pasa el Tamiz Nº200

La muestra puede ser clasificada como A1, A2, A3

Por Índice de Plasticidad A-1, A-3, A-2-4, A-2-5

Por Límite Líquido A-1, A-3, A-2-4

Por (%) que pasa por Tamiz Nº200

Por (%) que pasa por Tamiz Nº10

Por (%) que pasa por Tamiz Nº40

LA MUESTRA SE CLASIFICA COMO UN SUELO A - 1a (0)

DESCRIPCION DEL MATERIAL CLASIFICADO:

Fragmentos de piedra, grava y arena.

OBSERVACIONES:

Grava arenosa con poco fino y plasticidad baja.

VºBº

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

CONSULTORA
EOLIO S.R.L.



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

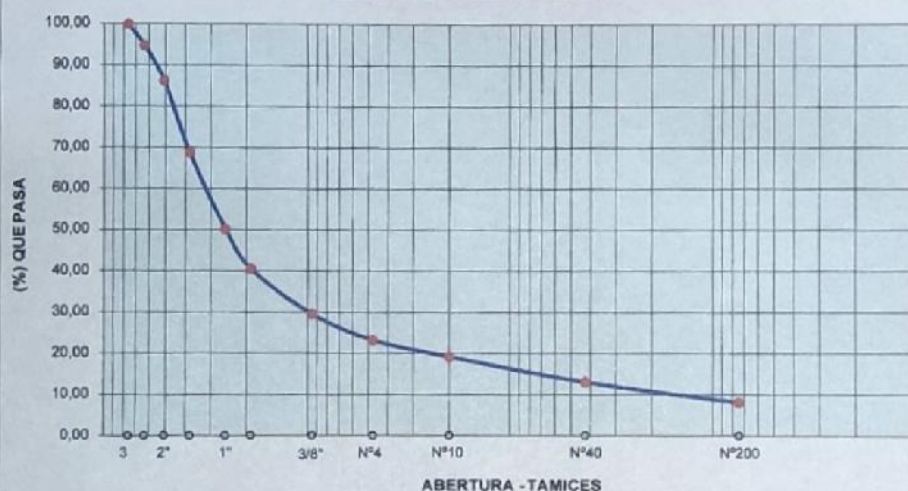
ANALISIS GRANULOMETRICO DE SUELOS

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QDA. SALUCO EN EL MUNICIPIO DE TARIJA			
PROPIETARIO:	SUB GOBERNACION DE TARIJA	LABORATORISTA:	TEC. ENSER MARTINEZ A.
SOLICITANTE:	UNIV. CARLOS A. HEREDIA T.	ENSAYO:	ENSAYO N.º 1
UBICACIÓN:	QDA. SALUCO (YESERA NORTE)	FECHA:	18 DE AGOSTO DEL 2025

Peso total de la muestra tomada: 5500,00 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	288,00	288,00	5,24	94,76
2"	50,80	470,00	758,00	13,78	86,22
1 1/2"	38,10	958,00	1716,00	31,20	68,80
1"	25,40	1022,00	2738,00	49,78	50,22
3/4"	19,05	530,00	3268,00	59,42	40,58
3/8"	9,53	607,00	3875,00	70,45	29,55
Nº 4	4,75	348,00	4223,00	76,78	23,22
Nº 10	2,000	221,00	4444,00	80,80	19,20
Nº 40	0,425	340,00	4784,00	86,98	13,02
Nº 200	0,075	271,00	5055,00	91,91	8,09

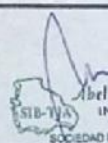
CURVA GRANULOMETRICA



OBSERVACIONES:

Gravas %	76,78
Arenas %	15,13
Finos %	8,09
Total	100,00

VºBº


Abel A. Villena Subelza
INGENIERO CIVIL
R.N.L. 6970
SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA

 CONSULTORA
EDO S.R.L.



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

ENSAYO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

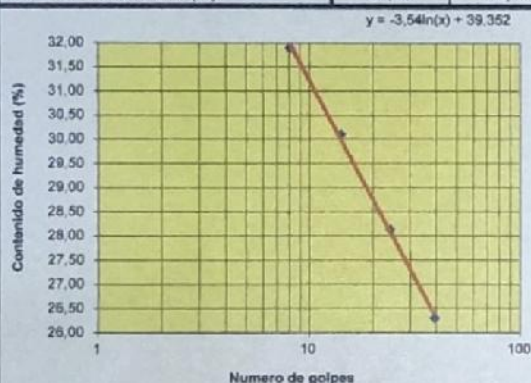
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QDA. SALUCO EN EL MUNICIPIO DE TARIJA	
PROPIETARIO: SUB GOBERNACION DE TARIJA	LABORATORISTA: TEC. ENSER MARTINEZ A.
SOLICITANTE: UNIV. CARLOS A. HEREDIA T.	ENSAYO: ENSAYO N.º 1
UBICACIÓN: QDA. SALUCO (YESERA NORTE)	FECHA: 18 DE AGOSTO DEL 2025

DETERMINACIÓN DEL LIMITE PLASTICO

Cápsula N°	36	38	40		
Peso cápsula (gr.)	15,77	15,63	15,82		
Peso cápsula + muestra húmeda (gr.)	20,49	21,39	20,34		
Peso cápsula + muestra seca (gr.)	19,60	20,31	19,48		
Peso muestra seca (gr.)	3,83	4,68	3,66		
Peso agua (gr.)	0,89	1,08	0,86		
Contenido de humedad (%)	23,24	23,08	23,50		

DETERMINACIÓN DEL LIMITE LIQUIDO

Cápsula N°	8	41	47	2	
Numero de golpes	8	14	24	39	
Peso cápsula (gr.)	20,23	14,41	14,34	14,24	
Peso cápsula + muestra húmeda (gr.)	27,92	25,34	25,22	23,89	
Peso cápsula + muestra seca (gr.)	26,06	22,81	22,83	21,88	
Peso muestra seca (gr.)	5,83	8,40	8,49	7,64	
Peso agua (gr.)	1,86	2,53	2,39	2,01	
Contenido de humedad (%)	31,90	30,12	28,15	26,31	



CUADRO DE RESULTADOS

Limite Liquido (%)	27,96
Limite Plastico (%)	23,27
Indice Plastico (%)	4,69

OBSERVACIONES:
Suelo con plasticidad baja.

VºBº

Abel A. Villena Subelza
INGENIERO CIVIL
R.N.I. 6970
SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA

CONSULTORA
EOLO S.R.L.



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

ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA "SPT"

PLANILLAS DE ENSAYO N° 2

ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA "STP"

CLASIFICACION DE SUELOS NORMA AASHTO

LIMITES DE ATTERBERG

GRANULOMETRIA DE MUESTRAS

PROYECTO:

**CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA
QUEBRADA SALUCO DE LA PROVINCIA DE CERCADO**

PROPIETARIO:

SUB GOBERNACION DE TARIJA

SOLICITANTE:

UNIV. CARLOS ABRAHAM HEREDIA TABOADA

TUTOR:

ING. DAVID ZENTENO BENITEZ

18 DE AGOSTO DEL 2025



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

ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA "S.P.T"

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QDA. SALUCO EN EL MUNICIPIO DE TARIJA	
PROPIETARIO: SUB GOBERNACION DE TARIJA	LABORATORISTA: TEC. ENSER MARTINEZ A.
SOLICITANTE: UNIV. CARLOS A. HEREDIA T.	ENSAYO: ENSAYO N.º 2
UBICACIÓN: QDA. SALUCO (YESERA NORTE)	FECHA: 18 DE AGOSTO DEL 2025

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 excavó en el lecho de del
curso cerca su centro en la
Quebrada Saluco en Yesera Norte

Profundidad :- Se excavó a cielo
abierto a -3,80 m.



Pozo Nro.	Ensayo Nro.	Profund. (m)		Nro. Golpes	Resistencia (kg/cm ²)	Descripción del perfil del suelo	
		de	a			Literal	clasificado
1		0,00	0,85			Lecho de quebrada con suelo limo arenoso de color gris claro con densidad suelta.	
		0,85	2,90			Grava y arena limosa color marrón oscuro, húmeda y con densidad media.	
		2,90	3,80			Piedra manzana y bolón, Grava y arena limosa color marrón oscuro y densidad compacta.	
	2	3,80	4,25	17	2,90	Fragmentos de piedra, Grava y arena limosa color marrón oscuro, saturada y con densidad suelta.	A-1a

OBSERVACIONES:

Suelo compacto con buena capacidad portante. Para
diseño se sugiere una presión admisible de 2,50 Kg. / cm²

VºBº:


Abel A. Villena Subeliza
INGENIERO CIVIL
R.N.T. 68770
SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA
**CONSULTORA
EOLO S.R.L.**



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

CLASIFICACION DE SUELOS

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE VEHICULAR SOBRE LA ODA SALUCO EN EL MUNICIPIO DE TARIJA			
PROPIETARIO:	SUB GOBERNACION DE TARIJA	LABORATORISTA:	TEC. ENSER MARTINEZ A.
SOLICITANTE:	UNIV. CARLOS A. HEREDIA T.	ENSAYO:	ENSAYO N.º 2
UBICACIÓN:	ODA. SALUCO (YESERA NORTE)	FECHA:	18 DE AGOSTO DEL 2025

DATOS GENERALES:

Limite Liquido (%) =	27,21
Limite Plástico (%) =	23,35
Indice de Plasticidad (%) =	3,86
(%) que pasa por el Tamiz N°10 =	49,27
(%) que pasa por el Tamiz N°40 =	24,07
(%) que pasa por el Tamiz N°200 =	8,13

COEFICIENTES:

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

Indice de Grupo, IG = 0

CLASIFICACION POR EL SISTEMA AASHTO

MENOS del 35% pasa el Tamiz N°200

La muestra puede ser clasificada como A1, A2, A3

Por indice de Plasticidad A-1, A-3, A-2-4, A-2-5

Por Limite Liquido A-1, A-3, A-2-4

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-1a (0)

DESCRIPCION DEL MATERIAL CLASIFICADO:

Fragmentos de piedra, grava y arena.

OBSERVACIONES:

Suelo areno gravoso con escaso fino y plasticidad baja.

VºBº

Araceli Villena Subeliza
INGENIERO CIVIL
R.N. 6970
SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA
CONSULTORA
EOLO S.R.L.



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

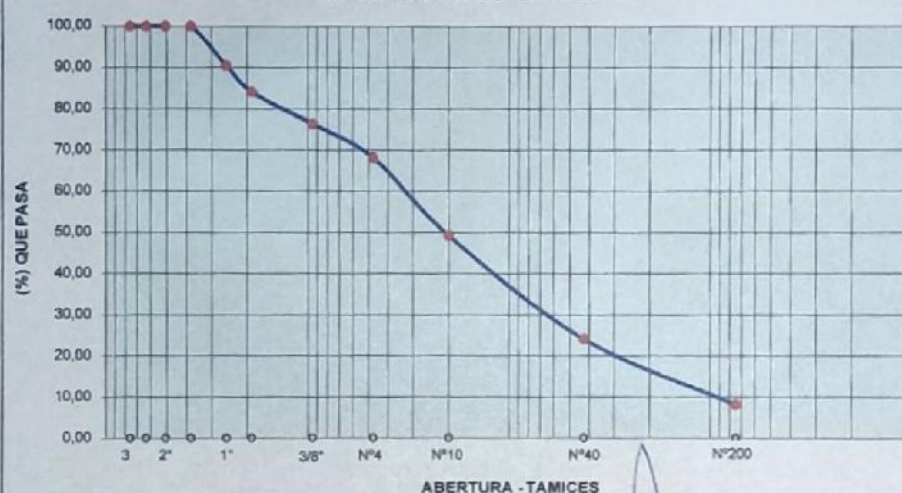
ANALISIS GRANULOMETRICO DE SUELOS

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE VEHICULAR SOBRE LA ODA SALUCO EN EL MUNICIPIO DE TARIJA			
PROPIETARIO:	SUB GOBERNACION DE TARIJA	LABORATORISTA:	TEC. ENSER MARTINEZ A.
SOLICITANTE:	UNIV. CARLOS A. HEREDIA T.	ENSAYO:	ENSAYO N.º 2
UBICACIÓN:	ODA. SALUCO (YESERA NORTE)	FECHA:	18 DE AGOSTO DEL 2025

Peso total de la muestra tomada: 3000,00 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	286,00	286,00	9,53	90,47
3/4"	19,05	189,00	475,00	15,83	84,17
3/8"	9,53	234,00	709,00	23,63	76,37
Nº 4	4,75	246,00	955,00	31,83	68,17
Nº 10	2,000	567,00	1522,00	50,73	49,27
Nº 40	0,425	756,00	2278,00	75,93	24,07
Nº 200	0,075	478,00	2756,00	91,87	8,13

CURVA GRANULOMETRICA



OBSERVACIONES:

Gravas %	31,83
Arenas %	60,03
Finos %	8,13
Total	100,00

Nº Bº

Abel A. Villena Subelza
INGENIERO CIVIL
R.N.I. 6879
SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA

CONSULTORA
EOLO S.R.L.



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

ENSAYO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QDA. SALUCO EN EL MUNICIPIO DE TARIJA	
PROPIETARIO: SUB GOBERNACION DE TARIJA	LABORATORISTA: TEC. ENER MARTINEZ A.
SOLICITANTE: UNIV. CARLOS A. HEREDIA T.	ENSAYO: ENSAYO N.º 2
UBICACIÓN: QDA. SALUCO (YESERA NORTE)	FECHA: 18 DE AGOSTO DEL 2025

DETERMINACIÓN DEL LIMITE PLASTICO

Cápsula N°	4	14	17		
Peso cápsula (gr.)	15,62	16,14	16,64		
Peso cápsula + muestra húmeda (gr.)	21,12	21,87	21,63		
Peso cápsula + muestra seca (gr.)	20,08	20,79	20,68		
Peso muestra seca (gr.)	4,46	4,65	4,04		
Peso agua (gr.)	1,04	1,08	0,95		
Contenido de humedad (%)	23,32	23,23	23,51		

DETERMINACIÓN DEL LIMITE LIQUIDO

Cápsula N°	3	5	7	9	
Numero de golpes	5	12	21	36	
Peso cápsula (gr.)	14,28	14,05	14,38	14,47	
Peso cápsula + muestra húmeda (gr.)	25,22	28,47	29,13	28,67	
Peso cápsula + muestra seca (gr.)	22,32	25,06	25,88	24,21	
Peso muestra seca (gr.)	8,04	11,01	11,50	9,74	
Peso agua (gr.)	2,90	3,41	3,25	2,46	
Contenido de humedad (%)	36,07	30,97	28,26	25,26	



CUADRO DE RESULTADOS

Limite Liquido (%)	27,21
Limite Plastico (%)	23,35
Indice Plastico (%)	3,86

OBSERVACIONES:
Suelo con plasticidad baja.

VºBº

Abel A. Villena Subelza
INGENIERO CIVIL
R.N.I. 6970
SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA

CONSULTORA
EOLO S.R.L.



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

ENSAYOS NORMALIZADO DE CARGA S.P.T.

1.- ANTECEDENTES. - El ensayo SPT, se realiza a requerimiento del UNIV. CARLOS ABRAHAM HEREDIA TABOADA con el objeto de determinar las características físicas mecánicas del sub suelo para el diseño estructural de las fundaciones de un puente vehicular en la Provincia de Cercado.

2.- UBICACIÓN. - La construcción está proyectada sobre la Quebrada Saluco en Yesera Norte Provincia de Cercado

3.- HIDROLOGIA. - En el sondeo de los pozos se encontró un suelo saturado con un pequeño escurrimiento producto de una vertiente.

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

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

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

4.2.- Trabajos de laboratorio. - Determinación de la humedad natural, Granulometrías, Limite Liquido, Plástico e Índices y clasificación de cada muestra.

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.



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

RESUMEN INFORME GEOTECNICO

Características de los sondeos SPT y tipos de suelos

Sondeo S.P.T	Profundidad Ensayo (m)	Humedad Natural (%)	Tipo de suelo encontrado (AASHTO) (a profundidad de ensayo)
Punto01	3,55 – 4,00	saturado	Gravo arenoso con poco fino poco plástico A1b(0)
Punto02	3,60 – 4,05	saturado	Gravo arenoso con poco fino poco plástico A1b(0)

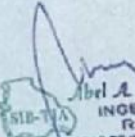
Capacidad portante del terreno en relación a N del ensayo de penetración Normal

Sondeo	Prof. (m)	N Nro. Golpes	σ_N (Kg/cm ²)	σ_{adm} (Kg/cm ²)
Punto01	3,55 – 4,00	12	2,85	2,45
Punto02	3,60 – 4,05	17	2,90	2,50

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El terreno en estudio presenta bordos y lecho de Quebrada superficialmente presentan suelos con densidades sueltas en profundidad media granulares intermedios con densidades también medias y en profundidad de sondeo piedras, grava y arena con poca plasticidad, compactos y en consecuencia con buena capacidad portante, para diseño se sugiere la tensión admisible tabulada en cada caso.

Tarija 18 de agosto del 2025


Abel A. Villena Subelza
INGENIERO CIVIL
R.N.I. 6879
SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA
 CONSULTORA
EOLO S.R.L.

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

ANEXOS A.2
LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

tabla de puntos tn

Punto.	Elevacion.	Norte.	Este.	Descripcion.
1	2287.66	7636909.43	339322.64	E1
2	2287.45	7636921.66	339324.55	C1
3	2287.45	7636923.94	339327.43	C2
4	2290.14	7636947.42	339307.93	T1
5	2289.89	7636944.04	339307.22	T2
6	2289.59	7636937.39	339307.13	T3
7	2289.65	7636930.83	339308.59	T4
8	2288.83	7636913.00	339333.34	T5
9	2288.86	7636914.03	339333.14	T6
10	2292.29	7636952.48	339339.78	T7
11	2292.38	7636952.07	339343.59	T8
12	2292.01	7636952.64	339335.56	T9
13	2292.01	7636952.64	339335.50	T10
14	2291.84	7636952.16	339331.37	T11
15	2290.21	7636932.75	339323.31	T12
16	2291.52	7636951.30	339327.28	T13
17	2290.25	7636933.72	339322.45	T14
18	2290.25	7636933.82	339322.35	T15
19	2291.52	7636951.30	339327.26	T16
20	2291.24	7636949.97	339324.34	T17
21	2290.96	7636947.88	339321.92	T18
22	2290.72	7636945.18	339320.24	T19
23	2290.32	7636936.16	339320.63	T20
24	2290.62	7636943.74	339319.73	T21
25	2290.53	7636942.14	339319.43	T22
26	2290.40	7636939.03	339319.57	T23
27	2291.03	7636955.55	339311.92	T24
28	2290.02	7636945.74	339307.58	T25
29	2288.86	7636913.81	339333.18	T26
30	2292.00	7636952.63	339335.43	T27
31	2289.03	7636916.11	339319.06	T28
32	2291.01	7636948.23	339322.33	T29
33	2287.58	7636911.11	339323.27	T30
34	2287.37	7636915.32	339322.11	T31
35	2287.34	7636916.15	339321.70	T32
36	2287.44	7636917.99	339325.25	T33
37	2287.34	7636920.11	339329.33	T34
38	2287.31	7636918.54	339320.31	T35
39	2287.31	7636919.10	339319.93	T36
40	2287.41	7636921.06	339323.46	T37
41	2287.31	7636923.62	339326.53	T38
42	2287.36	7636921.21	339318.34	T39
43	2287.46	7636923.77	339321.41	T40
44	2287.42	7636922.73	339317.07	T41
45	2287.52	7636925.29	339320.15	T42
46	2287.61	7636925.58	339314.70	T43
47	2287.71	7636928.14	339317.77	T44
48	2287.61	7636931.28	339321.07	T45
49	2287.79	7636929.13	339316.95	T46
50	2287.69	7636926.57	339313.87	T47
51	2287.70	7636926.68	339313.78	T48
52	2287.80	7636929.24	339316.86	T49

tabla de puntos tn

53	2287.99	7636935.20	339318.50	T50
54	2288.10	7636933.36	339314.30	T51
55	2288.00	7636931.74	339310.64	T52
56	2288.00	7636931.50	339310.10	T53
57	2288.32	7636937.55	339308.39	T54
58	2288.32	7636937.63	339308.99	T55
59	2288.42	7636938.16	339312.95	T56
60	2288.32	7636938.68	339316.92	T57
61	2288.32	7636938.76	339317.51	T58
62	2288.64	7636942.43	339317.56	T59
63	2288.74	7636943.14	339313.01	T60
64	2288.64	7636942.52	339316.97	T61
65	2288.64	7636943.85	339308.47	T62
66	2288.80	7636947.02	339309.21	T63
67	2288.68	7636944.41	339309.43	T64
68	2288.90	7636945.65	339313.60	T65
69	2289.03	7636947.17	339318.28	T66
70	2288.80	7636944.28	339317.99	T67
71	2288.94	7636949.86	339310.32	T68
72	2289.05	7636947.90	339314.47	T69
73	2288.95	7636945.94	339318.64	T70
74	2289.27	7636949.00	339320.66	T71
75	2289.37	7636952.06	339317.22	T72
76	2289.27	7636954.72	339314.23	T73
77	2289.27	7636955.12	339313.78	T74
78	2289.58	7636959.18	339318.59	T75
79	2289.68	7636955.28	339321.03	T76
80	2289.58	7636951.38	339323.46	T77
81	2289.58	7636951.88	339323.15	T78
82	2290.00	7636957.29	339325.58	T79
83	2289.90	7636953.44	339326.66	T80
84	2289.90	7636952.86	339326.82	T81
85	2290.00	7636957.30	339325.61	T82
86	2290.21	7636953.78	339331.17	T83
87	2290.21	7636954.36	339331.05	T84
88	2290.31	7636958.32	339330.47	T85
89	2290.63	7636958.73	339335.43	T86
90	2290.69	7636954.15	339337.89	T87
91	2290.94	7636958.49	339340.45	T88
92	2289.62	7636958.87	339319.54	T89
93	2286.51	7636934.80	339340.01	T90
94	2297.00	7636976.95	339334.18	T91
95	2297.00	7636976.33	339341.81	T92
96	2296.00	7636974.42	339327.64	T93
97	2296.00	7636972.60	339334.00	T94
98	2296.00	7636972.16	339339.83	T95
99	2295.00	7636975.84	339315.56	T96
100	2295.00	7636969.83	339328.68	T97
101	2295.00	7636968.14	339335.85	T98
102	2294.00	7636973.09	339312.15	T99
103	2294.00	7636969.46	339320.41	T100
104	2293.00	7636971.78	339299.65	T101
105	2293.00	7636969.19	339310.28	T102
106	2293.00	7636965.40	339319.40	T103

tabla de puntos tn

107	2292.00	7636971.88	339279.89	T104
108	2292.00	7636969.36	339288.25	T105
109	2292.00	7636966.39	339299.78	T106
110	2292.00	7636963.42	339311.30	T107
111	2291.00	7636967.41	339275.82	T108
112	2291.00	7636964.35	339287.91	T109
113	2291.00	7636960.77	339298.09	T110
114	2290.00	7636961.44	339274.40	T111
115	2294.83	7636967.63	339335.22	T112
116	2294.30	7636966.92	339329.22	T113
117	2294.84	7636967.63	339335.30	T114
118	2293.30	7636965.01	339323.47	T115
119	2294.79	7636966.98	339341.39	T116
120	2293.29	7636964.99	339323.43	T117
121	2292.07	7636961.29	339317.27	T118
122	2294.00	7636966.35	339327.50	T119
123	2293.05	7636964.24	339322.19	T120
124	2307.00	7636869.42	339280.45	T121
125	2307.00	7636874.38	339273.37	T122
126	2306.00	7636864.29	339287.84	T123
127	2306.00	7636870.64	339283.96	T124
128	2306.00	7636874.91	339278.52	T125
129	2305.00	7636871.58	339287.29	T126
130	2305.00	7636874.77	339284.10	T127
131	2305.00	7636877.16	339280.34	T128
132	2305.00	7636882.15	339269.70	T129
133	2304.00	7636874.11	339289.25	T130
134	2304.00	7636878.52	339283.80	T131
135	2304.00	7636883.85	339272.01	T132
136	2303.00	7636878.27	339289.38	T133
137	2303.00	7636880.52	339285.95	T134
138	2303.00	7636884.96	339275.32	T135
139	2302.00	7636882.13	339288.92	T136
140	2302.00	7636886.42	339278.48	T137
141	2301.00	7636886.01	339287.00	T138
142	2301.00	7636890.70	339274.02	T139
143	2300.00	7636887.77	339289.54	T140
144	2300.00	7636890.75	339281.07	T141
145	2300.00	7636893.72	339272.60	T142
146	2299.00	7636892.57	339283.00	T143
147	2299.00	7636895.17	339275.11	T144
148	2298.00	7636894.94	339283.53	T145
149	2298.00	7636899.30	339271.18	T146
150	2297.00	7636897.45	339283.76	T147
151	2297.00	7636902.56	339269.66	T148
152	2296.00	7636899.52	339285.50	T149
153	2296.00	7636902.23	339276.93	T150
154	2296.00	7636906.28	339267.43	T151
155	2295.00	7636903.32	339283.20	T152
156	2295.00	7636907.42	339271.26	T153
157	2294.00	7636904.55	339287.78	T154
158	2294.00	7636906.90	339280.34	T155
159	2293.35	7636908.27	339286.70	T156
160	2294.31	7636904.35	339288.41	T157

tabla de puntos tn

161	2305.00	7636865.15	339290.89	T158
162	2304.00	7636868.08	339293.02	T159
163	2303.00	7636868.77	339296.04	T160
164	2303.00	7636875.19	339292.47	T161
165	2302.00	7636869.24	339299.05	T162
166	2302.00	7636877.28	339294.73	T163
167	2301.00	7636868.85	339302.30	T164
168	2301.00	7636877.01	339298.64	T165
169	2301.00	7636880.55	339295.87	T166
170	2301.00	7636883.22	339292.64	T167
171	2300.00	7636866.69	339306.01	T168
172	2300.00	7636878.22	339301.36	T169
173	2300.00	7636882.59	339297.96	T170
174	2300.00	7636885.36	339294.39	T171
175	2299.00	7636879.97	339303.63	T172
176	2299.00	7636883.58	339300.89	T173
177	2299.00	7636887.19	339296.61	T174
178	2299.00	7636889.97	339290.89	T175
179	2298.00	7636878.37	339307.78	T176
180	2298.00	7636885.45	339302.80	T177
181	2298.00	7636890.58	339295.87	T178
182	2297.00	7636882.00	339308.97	T179
183	2297.00	7636887.33	339304.67	T180
184	2297.00	7636892.33	339297.85	T181
185	2296.00	7636881.75	339312.53	T182
186	2296.00	7636889.17	339306.46	T183
187	2294.00	7636887.08	339316.41	T184
188	2293.00	7636862.94	339326.64	T185
189	2293.00	7636874.68	339325.93	T186
190	2292.00	7636865.54	339329.60	T187
191	2292.00	7636878.44	339329.29	T188
192	2291.00	7636869.11	339332.93	T189
193	2291.00	7636878.43	339333.33	T190
194	2291.00	7636886.13	339331.65	T191
195	2291.00	7636909.93	339303.05	T192
196	2290.00	7636868.93	339336.60	T193
197	2290.00	7636878.44	339337.39	T194
198	2290.00	7636887.76	339335.65	T195
199	2290.00	7636893.37	339332.39	T196
200	2289.00	7636866.02	339340.47	T197
201	2289.00	7636874.49	339341.56	T198
202	2289.00	7636884.11	339340.99	T199
203	2289.00	7636891.24	339339.07	T200
204	2289.00	7636898.13	339335.55	T201
205	2288.00	7636902.71	339341.90	T202
206	2288.00	7636906.78	339342.00	T203
207	2296.40	7636895.72	339293.63	T204
208	2295.62	7636888.54	339308.43	T205
209	2296.19	7636896.72	339292.69	T206
210	2296.14	7636896.96	339292.46	T207
211	2294.20	7636888.10	339314.58	T208
212	2296.04	7636897.31	339292.14	T209
213	2295.84	7636898.11	339291.38	T210
214	2295.71	7636898.61	339290.91	T211

tabla de puntos tn

215	2292.83	7636890.52	339318.45	T212
216	2291.64	7636909.63	339297.80	T213
217	2291.78	7636908.79	339298.27	T214
218	2291.92	7636907.89	339298.80	T215
219	2289.66	7636908.64	339318.26	T216
220	2295.79	7636890.12	339305.17	T217
221	2295.04	7636888.36	339310.96	T218
222	2296.00	7636897.47	339291.98	T219
223	2295.12	7636901.03	339289.86	T220
224	2294.02	7636888.42	339315.08	T221
225	2293.01	7636890.21	339317.94	T222
226	2290.23	7636908.45	339313.41	T223
227	2291.14	7636908.15	339305.56	T224
228	2289.46	7636901.51	339292.89	T225
229	2288.21	7636893.26	339306.43	T226
230	2295.70	7636889.03	339307.93	T227
231	2288.55	7636902.82	339300.73	T228
232	2290.79	7636900.69	339309.46	T229
233	2288.07	7636890.55	339314.58	T230
234	2287.98	7636892.66	339318.13	T231
235	2287.83	7636904.62	339316.99	T232
236	2289.55	7636909.62	339318.59	T233
237	2291.37	7636885.92	339329.96	T234
238	2290.76	7636889.30	339330.89	T235
239	2291.47	7636885.21	339329.69	T236
240	2290.41	7636891.50	339331.38	T237
241	2292.09	7636881.17	339328.07	T238
242	2292.18	7636880.69	339327.89	T239
243	2292.80	7636876.71	339326.36	T240
244	2290.09	7636893.48	339331.70	T241
245	2292.94	7636875.67	339325.97	T242
246	2289.60	7636896.69	339332.22	T243
247	2293.39	7636872.23	339324.76	T244
248	2289.11	7636900.34	339332.87	T245
249	2293.59	7636870.59	339324.21	T246
250	2293.99	7636867.55	339323.28	T247
251	2294.65	7636862.76	339321.85	T248
252	2288.97	7636901.45	339333.08	T249
253	2288.96	7636901.65	339333.12	T250
254	2288.72	7636907.17	339333.73	T251
255	2288.72	7636907.82	339333.75	T252
256	2300.62	7636862.43	339305.26	T253
257	2299.62	7636867.14	339306.97	T254
258	2298.45	7636871.80	339308.86	T255
259	2297.69	7636874.75	339310.07	T256
260	2297.29	7636876.60	339310.78	T257
261	2296.17	7636880.34	339312.66	T258
262	2295.84	7636881.47	339313.24	T259
263	2294.39	7636885.66	339315.76	T260
264	2294.26	7636886.11	339316.01	T261
265	2293.00	7636889.88	339318.27	T262
266	2292.86	7636890.35	339318.52	T263
267	2292.20	7636892.59	339319.53	T264
268	2291.02	7636887.86	339330.50	T265

tabla de puntos tn

269	2292.01	7636881.69	339328.28	T266
270	2290.02	7636893.98	339331.78	T267
271	2293.00	7636875.23	339325.82	T268
272	2294.00	7636867.51	339323.27	T269
273	2289.01	7636901.20	339333.04	T270
274	2299.99	7636865.40	339306.34	T271
275	2298.97	7636869.75	339308.03	T272
276	2298.03	7636873.42	339309.52	T273
277	2297.01	7636877.54	339311.26	T274
278	2296.01	7636880.90	339312.95	T275
279	2295.08	7636883.69	339314.57	T276
280	2293.00	7636889.88	339318.27	T277
281	2293.98	7636886.94	339316.51	T278
282	2294.16	7636864.35	339312.03	T279
283	2293.30	7636867.74	339322.62	T280
284	2293.40	7636869.04	339318.21	T281
285	2293.65	7636865.52	339321.34	T282
286	2292.69	7636874.61	339315.07	T283
287	2292.87	7636870.76	339323.50	T284
288	2291.45	7636882.73	339322.54	T285
289	2292.72	7636873.86	339319.64	T286
290	2292.36	7636874.40	339324.03	T287
291	2292.62	7636872.46	339324.02	T288
292	2292.10	7636875.95	339325.18	T289
293	2291.43	7636883.80	339318.32	T290
294	2292.01	7636879.66	339316.72	T291
295	2291.29	7636881.48	339326.65	T292
296	2291.83	7636877.65	339325.79	T293
297	2291.26	7636884.98	339318.79	T294
298	2290.62	7636889.31	339320.56	T295
299	2290.67	7636885.74	339328.39	T296
300	2290.66	7636885.57	339328.96	T297
301	2290.28	7636891.30	339321.27	T298
302	2290.26	7636890.64	339326.25	T299
303	2290.10	7636889.92	339330.48	T300
304	2289.99	7636892.64	339326.39	T301
305	2289.66	7636893.55	339331.27	T302
306	2289.76	7636894.42	339322.10	T303
307	2289.66	7636895.15	339322.21	T304
308	2289.76	7636894.35	339326.74	T305
309	2289.66	7636893.64	339330.60	T306
310	2289.21	7636896.76	339331.83	T307
311	2288.54	7636901.60	339332.68	T308
312	2288.65	7636902.34	339328.13	T309
313	2288.54	7636901.82	339332.12	T310
314	2288.03	7636907.14	339333.04	T311
315	2287.99	7636907.51	339333.03	T312
316	2295.00	7636913.62	339258.65	T313
317	2294.00	7636910.86	339270.39	T314
318	2294.00	7636916.31	339259.71	T315
319	2294.00	7636922.32	339251.61	T316
320	2293.00	7636910.50	339279.70	T317
321	2293.00	7636914.56	339269.64	T318
322	2293.00	7636918.61	339261.78	T319

tabla de puntos tn

323	2293.00	7636923.39	339255.10	T320
324	2293.00	7636929.80	339248.71	T321
325	2292.00	7636914.83	339278.35	T322
326	2292.00	7636918.48	339269.44	T323
327	2292.00	7636922.64	339261.84	T324
328	2292.00	7636926.97	339256.29	T325
329	2292.00	7636932.00	339251.61	T326
330	2292.00	7636938.40	339246.87	T327
331	2291.00	7636922.80	339270.19	T328
332	2291.00	7636926.38	339263.64	T329
333	2291.00	7636929.95	339259.24	T330
334	2291.00	7636935.25	339254.74	T331
335	2291.00	7636947.68	339248.77	T332
336	2291.00	7636951.00	339246.54	T333
337	2290.00	7636927.09	339274.99	T334
338	2290.00	7636930.47	339267.73	T335
339	2290.00	7636933.01	339264.31	T336
340	2290.00	7636936.37	339261.42	T337
341	2290.00	7636939.69	339259.67	T338
342	2290.00	7636943.11	339259.05	T339
343	2290.00	7636949.36	339259.27	T340
344	2290.00	7636952.98	339260.15	T341
345	2290.00	7636956.66	339262.06	T342
346	2290.00	7636958.08	339263.07	T343
347	2290.00	7636959.68	339265.60	T344
348	2290.00	7636960.10	339283.81	T345
349	2290.00	7636958.71	339288.06	T346
350	2289.00	7636934.85	339286.49	T347
351	2289.00	7636950.31	339271.82	T348
352	2289.00	7636952.67	339275.82	T349
353	2289.00	7636953.15	339278.16	T350
354	2289.00	7636953.26	339280.18	T351
355	2289.00	7636952.23	339283.71	T352
356	2289.00	7636950.81	339286.42	T353
357	2291.35	7636916.49	339283.11	T354
358	2291.06	7636918.30	339282.02	T355
359	2290.96	7636918.90	339281.78	T356
360	2290.77	7636920.23	339281.24	T357
361	2290.69	7636920.86	339280.99	T358
362	2290.62	7636921.32	339280.85	T359
363	2290.60	7636921.44	339280.81	T360
364	2296.01	7636853.98	339319.38	T361
365	2303.00	7636843.82	339300.05	T362
366	2290.02	7636792.04	339335.85	T363
367	2291.02	7636793.99	339333.38	T364
368	2302.00	7636854.83	339302.73	T365
369	2297.00	7636847.23	339317.42	T366
370	2291.99	7636795.92	339330.96	T367
371	2292.97	7636797.94	339328.50	T368
372	2294.01	7636800.09	339325.89	T369
373	2300.99	7636860.59	339304.61	T370
374	2298.01	7636839.12	339314.88	T371
375	2294.92	7636802.05	339323.58	T372
376	2295.96	7636804.33	339320.92	T373

tabla de puntos tn

377	2297.01	7636806.98	339318.16	T374
378	2298.99	7636829.97	339311.97	T375
379	2298.00	7636810.89	339315.18	T376
380	2298.98	7636817.69	339311.87	T377
381	2304.90	7636785.93	339299.23	T378
382	2305.00	7636785.85	339303.83	T379
383	2304.56	7636788.27	339307.88	T380
384	2304.31	7636790.85	339303.93	T381
385	2303.87	7636793.43	339299.37	T382
386	2304.39	7636789.67	339299.90	T383
387	2303.29	7636798.34	339304.06	T384
388	2302.85	7636800.92	339300.11	T385
389	2302.85	7636800.93	339299.51	T386
390	2302.17	7636805.92	339300.20	T387
391	2301.89	7636807.94	339299.65	T388
392	2302.05	7636807.44	339304.23	T389
393	2301.36	7636812.01	339299.80	T390
394	2301.59	7636810.84	339304.34	T391
395	2301.61	7636809.85	339308.28	T392
396	2300.81	7636816.25	339300.11	T393
397	2300.53	7636818.51	339304.96	T394
398	2300.81	7636815.46	339308.67	T395
399	2300.12	7636821.37	339300.71	T396
400	2299.93	7636821.61	339309.40	T397
401	2299.91	7636823.06	339300.95	T398
402	2299.46	7636824.67	339310.53	T399
403	2299.54	7636825.73	339306.07	T400
404	2299.44	7636826.46	339302.13	T401
405	2299.44	7636826.57	339301.54	T402
406	2298.76	7636831.66	339302.61	T403
407	2298.61	7636830.63	339311.82	T404
408	2298.68	7636831.93	339307.39	T405
409	2298.07	7636836.80	339303.92	T406
410	2298.42	7636834.04	339303.84	T407
411	2297.99	7636836.82	339308.72	T408
412	2298.16	7636833.79	339312.04	T409
413	2297.89	7636837.95	339304.88	T410
414	2297.05	7636843.96	339306.03	T411
415	2297.40	7636841.39	339305.90	T412
416	2297.89	7636835.52	339313.13	T413
417	2297.15	7636840.59	339314.61	T414
418	2296.71	7636846.19	339307.31	T415
419	2296.47	7636847.46	339311.85	T416
420	2296.03	7636848.56	339316.97	T417
421	2295.69	7636851.13	339317.10	T418
422	2295.44	7636855.18	339309.96	T419
423	2296.03	7636851.16	339308.15	T420
424	2294.67	7636858.32	339319.22	T421
425	2294.94	7636858.25	339315.03	T422
426	2294.84	7636856.95	339319.44	T423
427	2289.00	7636819.84	339344.25	T424
428	2288.00	7636804.91	339344.39	T425
429	2288.00	7636813.29	339347.04	T426
430	2288.00	7636819.90	339348.13	T427

tabla de puntos tn

431	2288.00	7636827.35	339347.53	T428
432	2288.00	7636837.20	339345.22	T429
433	2287.00	7636783.71	339343.87	T430
434	2287.00	7636791.24	339343.83	T431
435	2287.00	7636796.04	339344.52	T432
436	2287.00	7636804.59	339347.62	T433
437	2287.00	7636813.13	339350.73	T434
438	2287.00	7636820.03	339352.10	T435
439	2287.00	7636827.58	339351.73	T436
440	2287.00	7636841.91	339347.62	T437
441	2287.00	7636849.14	339346.73	T438
442	2287.00	7636855.21	339347.37	T439
443	2286.00	7636773.90	339348.47	T440
444	2286.00	7636783.15	339347.21	T441
445	2286.00	7636789.28	339346.97	T442
446	2286.00	7636795.06	339347.58	T443
447	2286.00	7636804.03	339351.06	T444
448	2286.00	7636813.00	339354.54	T445
449	2286.00	7636823.81	339356.51	T446
450	2286.00	7636830.57	339355.97	T447
451	2286.00	7636843.56	339351.57	T448
452	2286.00	7636851.20	339351.16	T449
453	2285.00	7636774.65	339352.03	T450
454	2285.00	7636785.16	339350.80	T451
455	2285.00	7636795.01	339351.50	T452
456	2285.00	7636802.80	339354.69	T453
457	2285.00	7636810.59	339357.89	T454
458	2285.00	7636818.57	339359.79	T455
459	2285.00	7636826.56	339361.70	T456
460	2285.00	7636830.57	339361.67	T457
461	2285.00	7636834.00	339360.86	T458
462	2285.00	7636845.14	339356.19	T459
463	2285.00	7636852.63	339356.11	T460
464	2284.00	7636774.82	339356.10	T461
465	2284.00	7636783.26	339355.42	T462
466	2284.00	7636792.69	339356.20	T463
467	2284.00	7636804.17	339360.75	T464
468	2284.00	7636814.72	339364.03	T465
469	2284.00	7636825.27	339367.32	T466
470	2284.00	7636830.17	339368.32	T467
471	2284.00	7636835.50	339367.46	T468
472	2284.00	7636843.34	339363.08	T469
473	2284.00	7636846.64	339361.88	T470
474	2284.00	7636852.58	339361.78	T471
475	2284.00	7636858.74	339363.72	T472
476	2283.00	7636776.15	339361.06	T473
477	2283.00	7636782.59	339361.66	T474
478	2283.00	7636786.89	339363.02	T475
479	2283.00	7636796.10	339368.61	T476
480	2283.00	7636804.13	339368.88	T477
481	2283.00	7636812.15	339369.16	T478
482	2283.00	7636816.84	339370.65	T479
483	2283.00	7636827.01	339375.41	T480
484	2283.00	7636830.49	339376.18	T481

tabla de puntos tn

485	2283.00	7636836.92	339375.19	T482
486	2283.00	7636848.45	339369.51	T483
487	2283.00	7636852.44	339369.57	T484
488	2283.00	7636857.33	339371.82	T485
489	2282.00	7636773.47	339367.87	T486
490	2282.00	7636776.15	339368.94	T487
491	2282.00	7636779.21	339372.03	T488
492	2282.00	7636780.00	339375.79	T489
493	2282.00	7636778.84	339384.43	T490
494	2282.00	7636780.95	339387.18	T491
495	2282.00	7636789.75	339388.38	T492
496	2282.00	7636802.79	339386.17	T493
497	2282.00	7636814.91	339386.57	T494
498	2282.00	7636827.02	339386.97	T495
499	2282.00	7636834.76	339386.21	T496
500	2282.00	7636842.51	339385.45	T497
501	2282.00	7636848.77	339386.52	T498
502	2282.00	7636854.40	339390.37	T499
503	2282.00	7636860.28	339396.60	T500
504	2281.00	7636779.89	339419.46	T501
505	2281.00	7636780.21	339415.75	T502
506	2281.00	7636778.99	339411.87	T503
507	2281.00	7636776.73	339408.26	T504
508	2281.00	7636777.10	339406.75	T505
509	2281.00	7636778.53	339406.21	T506
510	2281.00	7636787.19	339405.43	T507
511	2281.00	7636795.86	339404.66	T508
512	2281.00	7636806.51	339404.62	T509
513	2281.00	7636817.16	339404.58	T510
514	2281.00	7636827.82	339404.55	T511
515	2281.00	7636841.15	339402.75	T512
516	2281.00	7636845.09	339403.02	T513
517	2281.00	7636848.50	339404.67	T514
518	2281.00	7636851.82	339408.29	T515
519	2281.00	7636854.80	339415.73	T516
520	2281.00	7636853.65	339418.70	T517
521	2281.00	7636849.95	339423.03	T518
522	2281.00	7636848.27	339427.91	T519
523	2281.00	7636848.20	339433.83	T520
524	2281.00	7636850.43	339438.62	T521
525	2281.00	7636858.54	339441.69	T522
526	2281.00	7636850.18	339547.51	T523
527	2281.00	7636844.00	339544.88	T524
528	2280.00	7636854.80	339474.37	T525
529	2280.00	7636846.57	339477.86	T526
530	2280.00	7636842.95	339478.72	T527
531	2280.00	7636838.90	339478.67	T528
532	2280.00	7636835.05	339477.34	T529
533	2280.00	7636832.86	339474.09	T530
534	2280.00	7636831.71	339467.72	T531
535	2280.00	7636832.12	339459.76	T532
536	2280.00	7636832.60	339457.86	T533
537	2280.00	7636834.42	339455.87	T534
538	2280.00	7636846.80	339457.58	T535

tabla de puntos tn

539	2280.00	7636859.18	339459.29	T536
540	2280.00	7636774.18	339432.67	T537
541	2280.00	7636786.27	339432.82	T538
542	2280.00	7636790.86	339433.79	T539
543	2280.00	7636794.29	339435.54	T540
544	2280.00	7636809.59	339447.92	T541
545	2280.00	7636813.47	339451.53	T542
546	2280.00	7636814.94	339455.57	T543
547	2280.00	7636814.83	339463.90	T544
548	2280.00	7636814.72	339472.23	T545
549	2280.00	7636816.31	339476.24	T546
550	2280.00	7636818.14	339478.75	T547
551	2280.00	7636826.77	339485.81	T548
552	2280.00	7636829.89	339491.66	T549
553	2280.00	7636830.88	339492.46	T550
554	2280.00	7636842.34	339492.91	T551
555	2280.00	7636846.50	339493.90	T552
556	2280.00	7636848.23	339495.86	T553
557	2280.00	7636849.70	339506.54	T554
558	2280.00	7636851.14	339510.17	T555
559	2280.00	7636854.66	339513.20	T556
560	2280.00	7636851.11	339528.42	T557
561	2280.00	7636846.94	339521.66	T558
562	2280.00	7636843.27	339517.40	T559
563	2280.00	7636833.96	339511.49	T560
564	2280.00	7636830.67	339506.50	T561
565	2280.00	7636827.21	339496.33	T562
566	2280.00	7636826.38	339495.44	T563
567	2280.00	7636816.72	339493.61	T564
568	2280.00	7636829.04	339450.42	T565
569	2280.00	7636824.70	339450.02	T566
570	2280.00	7636816.08	339444.44	T567
571	2280.00	7636813.18	339438.42	T568
572	2280.00	7636810.13	339434.37	T569
573	2280.00	7636806.74	339432.11	T570
574	2280.00	7636799.03	339429.96	T571
575	2280.00	7636797.46	339428.19	T572
576	2280.00	7636797.00	339426.35	T573
577	2280.00	7636797.08	339424.42	T574
578	2280.00	7636798.76	339421.69	T575
579	2280.00	7636801.28	339420.32	T576
580	2280.00	7636803.22	339420.07	T577
581	2280.00	7636812.74	339422.29	T578
582	2280.00	7636826.10	339420.62	T579
583	2280.00	7636830.13	339422.30	T580
584	2280.00	7636832.61	339426.11	T581
585	2280.00	7636833.04	339432.20	T582
586	2280.00	7636831.06	339444.87	T583
587	2279.00	7636773.48	339439.73	T584
588	2279.00	7636780.44	339441.82	T585
589	2279.00	7636786.43	339446.55	T586
590	2279.00	7636791.37	339452.27	T587
591	2279.00	7636796.32	339457.98	T588
592	2279.00	7636799.00	339463.87	T589

tabla de puntos tn

593	2279.00	7636799.28	339467.52	T590
594	2279.00	7636798.64	339472.02	T591
595	2286.67	7636780.08	339345.56	T592
596	2287.21	7636780.10	339344.47	T593
597	2287.07	7636783.37	339343.93	T594
598	2309.00	7636862.77	339276.07	T595
599	2309.00	7636866.89	339272.23	T596
600	2308.00	7636862.12	339281.08	T597
601	2308.00	7636867.72	339277.07	T598
602	2308.00	7636871.81	339271.43	T599
603	2307.00	7636863.43	339284.54	T600
604	2289.95	7636951.01	339260.32	T601
605	2290.29	7636923.54	339280.19	T602
606	2289.85	7636953.03	339262.11	T603
607	2289.54	7636948.17	339264.67	T604
608	2289.80	7636954.85	339263.72	T605
609	2289.51	7636947.95	339264.98	T606
610	2289.38	7636946.82	339266.42	T607
611	2289.58	7636953.47	339265.84	T608
612	2289.56	7636953.32	339266.06	T609
613	2289.55	7636953.26	339266.15	T610
614	2289.39	7636952.00	339267.61	T611
615	2289.36	7636951.75	339267.90	T612
616	2289.31	7636951.36	339268.36	T613
617	2289.15	7636950.05	339269.92	T614
618	2289.01	7636948.95	339271.30	T615
619	2289.00	7636948.85	339271.42	T616
620	2289.00	7636948.44	339271.90	T617
621	2289.00	7636948.11	339272.28	T618
622	2289.00	7636943.26	339278.50	T619
623	2289.00	7636942.99	339278.84	T620
624	2289.00	7636942.24	339279.83	T621
625	2289.00	7636941.26	339281.12	T622
626	2289.00	7636941.08	339281.34	T623
627	2289.00	7636940.90	339281.58	T624
628	2289.00	7636939.72	339282.36	T625
629	2289.00	7636939.34	339282.62	T626
630	2289.00	7636938.61	339283.11	T627
631	2289.00	7636937.84	339283.62	T628
632	2289.00	7636936.16	339283.98	T629
633	2289.08	7636934.66	339284.28	T630
634	2289.23	7636932.78	339284.63	T631
635	2289.26	7636932.45	339284.71	T632
636	2289.38	7636930.90	339285.12	T633
637	2289.53	7636928.97	339285.70	T634
638	2289.56	7636928.65	339285.80	T635
639	2289.61	7636928.09	339285.93	T636
640	2289.64	7636927.69	339286.02	T637
641	2289.68	7636927.26	339286.12	T638
642	2289.71	7636926.93	339286.20	T639
643	2289.85	7636924.99	339286.72	T640
644	2290.17	7636921.63	339288.00	T641
645	2290.21	7636921.35	339288.15	T642
646	2292.26	7636912.77	339284.74	T643

tabla de puntos tn

647	2291.00	7636918.65	339281.88	T644
648	2290.09	7636925.57	339279.44	T645
649	2289.00	7636948.85	339271.41	T646
650	2289.03	7636935.61	339284.08	T647
651	2290.06	7636922.80	339287.55	T648
652	2289.88	7636951.03	339260.34	T649
653	2289.88	7636954.83	339263.69	T650
654	2289.08	7636937.83	339274.65	T651
655	2289.67	7636946.97	339271.13	T652
656	2290.22	7636924.02	339280.04	T653
657	2288.89	7636921.16	339287.66	T654
658	2288.86	7636920.64	339283.27	T655
659	2290.65	7636917.76	339290.61	T656
660	2288.68	7636910.27	339289.28	T657
661	2292.00	7636950.36	339339.59	T658
662	2291.00	7636914.01	339294.93	T659
663	2291.00	7636957.20	339308.27	T660
664	2291.00	7636947.37	339323.08	T661
665	2291.00	7636940.06	339327.78	T662
666	2291.00	7636938.71	339329.88	T663
667	2291.00	7636939.35	339337.48	T664
668	2290.00	7636910.52	339310.54	T665
669	2290.00	7636916.64	339302.04	T666
670	2290.00	7636920.61	339294.00	T667
671	2290.00	7636955.19	339295.11	T668
672	2290.00	7636949.89	339303.16	T669
673	2289.00	7636938.69	339295.47	T670
674	2289.00	7636935.07	339294.17	T671
675	2289.00	7636934.33	339290.91	T672
676	2289.00	7636946.92	339290.50	T673
677	2290.58	7636937.14	339340.46	T674
678	2290.60	7636937.11	339340.19	T675
679	2290.51	7636937.32	339342.43	T676
680	2290.51	7636937.33	339342.59	T677
681	2290.68	7636936.66	339338.01	T678
682	2290.69	7636936.50	339337.30	T679
683	2290.63	7636935.53	339335.35	T680
684	2290.54	7636933.99	339332.61	T681
685	2290.47	7636933.33	339331.32	T682
686	2290.44	7636933.02	339330.71	T683
687	2290.38	7636932.45	339329.62	T684
688	2290.35	7636932.17	339329.11	T685
689	2290.24	7636931.41	339327.70	T686
690	2290.12	7636930.70	339326.39	T687
691	2288.72	7636921.60	339343.37	T688
692	2288.74	7636921.55	339343.11	T689
693	2288.82	7636921.37	339341.83	T690
694	2290.82	7636916.09	339292.18	T691
695	2290.84	7636915.91	339292.38	T692
696	2288.85	7636921.27	339341.10	T693
697	2288.85	7636921.23	339340.81	T694
698	2291.02	7636914.13	339294.30	T695
699	2288.89	7636921.02	339339.60	T696
700	2291.08	7636913.68	339294.76	T697

tabla de puntos tn

701	2291.11	7636913.47	339294.99	T698
702	2291.26	7636912.32	339295.94	T699
703	2291.31	7636911.90	339296.28	T700
704	2291.37	7636911.46	339296.63	T701
705	2291.42	7636911.08	339296.95	T702
706	2291.50	7636910.54	339297.27	T703
707	2289.06	7636915.22	339319.05	T704
708	2289.14	7636913.77	339319.04	T705
709	2289.15	7636913.69	339319.04	T706
710	2289.22	7636912.97	339319.00	T707
711	2289.40	7636911.05	339318.90	T708
712	2291.00	7636914.30	339294.11	T709
713	2289.44	7636910.60	339318.87	T710
714	2287.69	7636911.17	339319.57	T711
715	2287.61	7636913.08	339319.63	T712
716	2287.59	7636913.85	339319.66	T713
717	2286.66	7636921.57	339339.07	T714
718	2287.40	7636927.83	339323.21	T715
719	2286.98	7636929.76	339327.31	T716
720	2288.99	7636919.00	339333.15	T717
721	2290.69	7636936.43	339337.01	T718
722	2291.13	7636956.36	339312.39	T719
723	2290.41	7636950.48	339309.00	T720
724	2295.00	7636818.14	339324.66	T721
725	2295.00	7636826.92	339324.26	T722
726	2295.00	7636835.69	339323.85	T723
727	2295.00	7636846.84	339322.60	T724
728	2295.00	7636857.99	339321.36	T725
729	2294.00	7636777.39	339327.40	T726
730	2294.00	7636808.12	339326.65	T727
731	2294.00	7636817.63	339327.56	T728
732	2294.00	7636829.42	339327.28	T729
733	2294.00	7636843.97	339325.75	T730
734	2294.00	7636858.53	339324.22	T731
735	2293.00	7636805.23	339329.30	T732
736	2293.00	7636814.83	339330.35	T733
737	2293.00	7636824.99	339330.54	T734
738	2293.00	7636838.10	339328.95	T735
739	2293.00	7636851.20	339327.36	T736
740	2292.00	7636779.19	339331.29	T737
741	2292.00	7636804.73	339332.10	T738
742	2292.00	7636814.41	339333.35	T739
743	2292.00	7636824.46	339333.65	T740
744	2292.00	7636838.55	339331.78	T741
745	2292.00	7636852.64	339329.91	T742
746	2291.00	7636794.45	339333.39	T743
747	2291.00	7636804.28	339334.95	T744
748	2291.00	7636814.11	339336.51	T745
749	2291.00	7636822.28	339336.99	T746
750	2291.00	7636829.74	339336.32	T747
751	2291.00	7636840.00	339334.60	T748
752	2291.00	7636850.26	339332.87	T749
753	2291.00	7636859.80	339332.53	T750
754	2290.00	7636777.24	339336.11	T751

tabla de puntos tn

755	2290.00	7636794.83	339335.98	T752
756	2290.00	7636804.75	339338.02	T753
757	2290.00	7636814.66	339340.06	T754
758	2290.00	7636822.09	339340.49	T755
759	2290.00	7636828.06	339339.92	T756
760	2290.00	7636839.00	339337.88	T757
761	2290.00	7636849.95	339335.84	T758
762	2290.00	7636859.42	339335.81	T759
763	2289.00	7636778.92	339338.60	T760
764	2289.00	7636795.00	339338.69	T761
765	2289.00	7636801.20	339339.84	T762
766	2289.00	7636813.40	339343.40	T763
767	2289.00	7636827.46	339343.62	T764
768	2289.00	7636835.08	339341.83	T765
769	2289.00	7636842.69	339340.05	T766
770	2289.00	7636849.38	339339.18	T767
771	2289.00	7636857.56	339339.39	T768
772	2288.00	7636790.26	339340.95	T769
773	2288.00	7636796.54	339341.73	T770
774	2288.00	7636847.04	339342.91	T771
775	2288.00	7636855.18	339343.10	T772
776	2305.68	7636780.85	339303.74	T773
777	2305.58	7636780.77	339307.74	T774
778	2287.28	7636785.12	339343.06	T775
779	2308.71	7636786.00	339295.42	T776
780	2307.58	7636790.99	339295.96	T777
781	2306.21	7636795.98	339296.74	T778
782	2304.98	7636800.97	339297.38	T779
783	2303.92	7636805.96	339297.85	T780
784	2303.64	7636807.73	339297.92	T781
785	2302.54	7636821.76	339298.32	T782
786	2302.68	7636816.43	339298.25	T783
787	2303.09	7636811.14	339298.14	T784
788	2302.53	7636823.46	339298.36	T785
789	2302.60	7636827.14	339298.44	T786
790	2302.82	7636832.59	339298.65	T787
791	2302.97	7636838.03	339299.19	T788
792	2289.09	7636790.21	339338.17	T789
793	2302.99	7636839.56	339299.41	T790
794	2295.35	7636857.96	339320.45	T791
795	2303.03	7636843.16	339299.92	T792
796	2296.15	7636853.13	339319.15	T793
797	2302.82	7636848.08	339300.88	T794
798	2296.85	7636848.33	339317.76	T795
799	2302.28	7636852.92	339302.15	T796
800	2291.70	7636795.34	339331.67	T797
801	2301.57	7636857.71	339303.59	T798
802	2297.48	7636843.55	339316.29	T799
803	2294.18	7636800.45	339325.44	T800
804	2298.05	7636838.78	339314.77	T801
805	2298.44	7636835.36	339313.66	T802
806	2298.59	7636834.09	339313.25	T803
807	2296.53	7636805.56	339319.48	T804
808	2297.14	7636807.36	339317.81	T805

tabla de puntos tn

809	2299.03	7636829.52	339311.83	T806
810	2297.89	7636810.31	339315.52	T807
811	2299.18	7636824.79	339311.11	T808
812	2298.73	7636815.07	339312.81	T809
813	2299.21	7636819.99	339311.05	T810
814	2299.31	7636821.58	339310.64	T811
815	2305.65	7636780.82	339305.04	T812
816	2305.59	7636780.78	339307.14	T813
817	2304.90	7636780.75	339309.09	T814
818	2303.88	7636780.71	339311.13	T815
819	2302.91	7636780.67	339313.09	T816
820	2301.93	7636780.64	339315.04	T817
821	2300.97	7636780.60	339316.95	T818
822	2300.13	7636780.57	339318.64	T819
823	2299.08	7636780.53	339320.73	T820
824	2298.08	7636780.50	339322.73	T821
825	2297.00	7636780.46	339324.90	T822
826	2295.92	7636780.42	339327.05	T823
827	2294.84	7636780.38	339329.21	T824
828	2293.82	7636780.34	339331.26	T825
829	2292.63	7636780.30	339333.63	T826
830	2291.46	7636780.25	339335.97	T827
831	2290.18	7636780.21	339338.53	T828
832	2288.74	7636780.15	339341.41	T829
833	2308.99	7636784.35	339295.34	T830
834	2307.95	7636789.34	339295.78	T831
835	2307.00	7636793.11	339296.29	T832
836	2305.00	7636800.90	339297.37	T833
837	2306.02	7636796.75	339296.84	T834
838	2304.02	7636805.50	339297.81	T835
839	2303.01	7636812.24	339298.17	T836
840	2288.04	7636787.27	339341.00	T837
841	2289.01	7636789.98	339338.39	T838
842	2295.02	7636860.22	339321.11	T839
843	2303.00	7636840.02	339299.47	T840
844	2322.00	7636794.25	339257.08	T841
845	2321.00	7636795.46	339259.31	T842
846	2320.00	7636798.15	339260.93	T843
847	2319.00	7636788.87	339267.70	T844
848	2319.00	7636799.26	339263.04	T845
849	2318.00	7636789.53	339269.96	T846
850	2318.00	7636803.05	339264.21	T847
851	2318.00	7636810.80	339262.29	T848
852	2317.00	7636793.01	339270.61	T849
853	2317.00	7636804.73	339266.07	T850
854	2317.00	7636811.61	339264.38	T851
855	2316.00	7636794.51	339272.88	T852
856	2316.00	7636805.37	339268.23	T853
857	2316.00	7636812.91	339266.38	T854
858	2316.00	7636821.19	339265.28	T855
859	2315.00	7636785.30	339279.34	T856
860	2315.00	7636796.02	339274.75	T857
861	2315.00	7636806.75	339270.16	T858
862	2315.00	7636813.91	339268.42	T859

tabla de puntos tn

863	2315.00	7636822.33	339267.27	T860
864	2314.00	7636786.78	339281.25	T861
865	2314.00	7636797.01	339276.79	T862
866	2314.00	7636807.23	339272.33	T863
867	2314.00	7636814.86	339270.45	T864
868	2314.00	7636823.73	339269.22	T865
869	2314.00	7636832.61	339267.99	T866
870	2313.00	7636789.19	339282.86	T867
871	2313.00	7636798.98	339278.51	T868
872	2313.00	7636808.78	339274.16	T869
873	2313.00	7636815.84	339272.47	T870
874	2313.00	7636824.33	339271.34	T871
875	2313.00	7636832.83	339270.22	T872
876	2312.00	7636791.87	339284.06	T873
877	2312.00	7636801.75	339279.32	T874
878	2312.00	7636809.43	339276.26	T875
879	2312.00	7636816.95	339274.46	T876
880	2312.00	7636827.36	339273.01	T877
881	2312.00	7636837.76	339271.57	T878
882	2311.00	7636783.22	339290.95	T879
883	2311.00	7636793.53	339285.89	T880
884	2311.00	7636803.85	339280.83	T881
885	2311.00	7636810.75	339278.17	T882
886	2311.00	7636819.35	339276.25	T883
887	2311.00	7636829.96	339274.99	T884
888	2311.00	7636840.57	339273.72	T885
889	2310.00	7636785.77	339292.46	T886
890	2310.00	7636794.66	339287.94	T887
891	2310.00	7636803.55	339283.42	T888
892	2310.00	7636812.46	339279.94	T889
893	2310.00	7636822.71	339278.04	T890
894	2310.00	7636836.13	339276.76	T891
895	2310.00	7636849.55	339275.49	T892
896	2309.00	7636786.90	339294.45	T893
897	2309.00	7636796.98	339289.35	T894
898	2309.00	7636807.05	339284.26	T895
899	2309.00	7636816.32	339281.30	T896
900	2309.00	7636827.66	339279.84	T897
901	2309.00	7636840.49	339279.47	T898
902	2309.00	7636853.33	339279.10	T899
903	2309.00	7636860.33	339277.29	T900
904	2308.00	7636798.76	339291.03	T901
905	2308.00	7636808.70	339286.01	T902
906	2308.00	7636817.47	339283.39	T903
907	2308.00	7636830.83	339282.28	T904
908	2308.00	7636842.07	339282.67	T905
909	2308.00	7636853.31	339283.06	T906
910	2307.00	7636799.85	339292.92	T907
911	2307.00	7636809.22	339288.23	T908
912	2307.00	7636818.57	339285.63	T909
913	2307.00	7636830.27	339284.93	T910
914	2307.00	7636840.64	339285.88	T911
915	2307.00	7636851.02	339286.82	T912
916	2307.00	7636856.87	339286.36	T913

tabla de puntos tn

917	2306.00	7636799.82	339295.35	T914
918	2306.00	7636809.12	339290.82	T915
919	2306.00	7636818.73	339288.05	T916
920	2306.00	7636829.59	339287.70	T917
921	2306.00	7636840.20	339289.02	T918
922	2306.00	7636850.81	339290.34	T919
923	2306.00	7636858.52	339289.53	T920
924	2305.00	7636801.91	339296.90	T921
925	2305.00	7636811.48	339292.50	T922
926	2305.00	7636818.99	339290.76	T923
927	2305.00	7636829.16	339290.71	T924
928	2305.00	7636836.69	339292.01	T925
929	2305.00	7636844.22	339293.30	T926
930	2305.00	7636850.58	339293.76	T927
931	2305.00	7636858.22	339292.90	T928
932	2304.00	7636811.42	339295.27	T929
933	2304.00	7636818.58	339293.66	T930
934	2304.00	7636826.53	339293.57	T931
935	2304.00	7636835.26	339295.15	T932
936	2304.00	7636843.99	339296.73	T933
937	2304.00	7636850.33	339297.10	T934
938	2304.00	7636858.70	339296.01	T935
939	2303.00	7636818.24	339296.75	T936
940	2303.00	7636826.19	339296.81	T937
941	2303.00	7636834.44	339298.40	T938
942	2303.00	7636849.99	339300.38	T939
943	2303.00	7636859.04	339299.01	T940
944	2302.00	7636858.74	339302.14	T941
945	2300.00	7636779.33	339315.37	T942
946	2299.00	7636778.50	339317.44	T943
947	2299.00	7636823.38	339311.74	T944
948	2298.00	7636778.43	339319.03	T945
949	2298.00	7636812.15	339315.17	T946
950	2298.00	7636825.09	339315.03	T947
951	2298.00	7636838.03	339314.89	T948
952	2297.00	7636809.86	339318.25	T949
953	2297.00	7636821.04	339318.61	T950
954	2297.00	7636831.44	339318.14	T951
955	2297.00	7636841.83	339317.67	T952
956	2296.00	7636809.21	339321.12	T953
957	2296.00	7636822.56	339321.69	T954
958	2296.00	7636836.46	339320.81	T955
959	2296.00	7636850.35	339319.93	T956
960	2295.00	7636806.64	339323.89	T957
961	2283.76	7636929.34	339403.60	T958
962	2283.50	7636931.16	339413.67	T959
963	2282.93	7636916.79	339417.48	T960
964	2283.44	7636922.69	339409.86	T961
965	2291.52	7636956.97	339400.67	T962
966	2291.51	7636957.93	339405.58	T963
967	2291.50	7636958.55	339408.79	T964
968	2291.50	7636958.89	339410.49	T965
969	2291.50	7636959.16	339411.74	T966
970	2292.27	7636957.70	339400.52	T967

tabla de puntos tn

971	2292.40	7636959.43	339408.61	T968
972	2292.41	7636959.79	339410.30	T969
973	2292.32	7636960.11	339397.44	T970
974	2291.53	7636960.00	339415.36	T971
975	2280.74	7636871.24	339457.18	T972
976	2286.00	7636954.67	339454.06	T973
977	2285.00	7636949.81	339456.75	T974
978	2285.00	7636956.33	339465.27	T975
979	2284.00	7636936.76	339454.10	T976
980	2284.00	7636941.12	339459.75	T977
981	2284.00	7636949.15	339467.71	T978
982	2284.00	7636957.18	339475.67	T979
983	2283.00	7636920.41	339452.02	T980
984	2283.00	7636921.21	339456.32	T981
985	2283.00	7636922.53	339458.82	T982
986	2283.00	7636925.97	339463.19	T983
987	2283.00	7636931.67	339468.71	T984
988	2283.00	7636938.61	339474.23	T985
989	2283.00	7636948.38	339480.52	T986
990	2283.00	7636953.99	339486.43	T987
991	2283.00	7636955.54	339489.65	T988
992	2283.00	7636956.46	339493.93	T989
993	2283.00	7636956.51	339506.07	T990
994	2283.00	7636957.38	339510.31	T991
995	2283.00	7636959.39	339513.64	T992
996	2282.00	7636903.29	339455.46	T993
997	2282.00	7636906.56	339462.44	T994
998	2282.00	7636910.39	339466.50	T995
999	2282.00	7636920.34	339474.59	T996
1000	2282.00	7636930.29	339482.68	T997
1001	2282.00	7636938.58	339492.10	T998
1002	2282.00	7636939.88	339495.64	T999
1003	2282.00	7636940.47	339501.94	T1000
1004	2282.00	7636938.80	339511.14	T1001
1005	2282.00	7636937.91	339524.29	T1002
1006	2282.00	7636939.27	339526.13	T1003
1007	2282.00	7636943.59	339528.21	T1004
1008	2282.00	7636951.19	339527.45	T1005
1009	2282.00	7636956.85	339528.06	T1006
1010	2281.00	7636894.71	339456.07	T1007
1011	2281.00	7636897.26	339464.32	T1008
1012	2281.00	7636901.14	339471.39	T1009
1013	2281.00	7636905.01	339478.47	T1010
1014	2281.00	7636907.02	339484.07	T1011
1015	2281.00	7636906.99	339488.41	T1012
1016	2281.00	7636902.55	339495.83	T1013
1017	2281.00	7636901.71	339498.67	T1014
1018	2281.00	7636901.44	339504.47	T1015
1019	2281.00	7636902.44	339507.93	T1016
1020	2281.00	7636907.10	339511.10	T1017
1021	2281.00	7636914.51	339507.18	T1018
1022	2281.00	7636913.44	339496.30	T1019
1023	2281.00	7636914.16	339492.93	T1020
1024	2281.00	7636914.84	339492.26	T1021

tabla de puntos tn

1025	2281.00	7636917.39	339491.93	T1022
1026	2281.00	7636920.04	339493.02	T1023
1027	2281.00	7636921.79	339494.56	T1024
1028	2281.00	7636923.78	339497.78	T1025
1029	2281.00	7636924.26	339501.80	T1026
1030	2281.00	7636923.04	339507.07	T1027
1031	2281.00	7636918.75	339512.32	T1028
1032	2281.00	7636917.76	339514.73	T1029
1033	2281.00	7636919.79	339523.74	T1030
1034	2281.00	7636921.79	339527.96	T1031
1035	2281.00	7636924.82	339531.97	T1032
1036	2281.00	7636935.00	339541.87	T1033
1037	2281.00	7636942.32	339547.77	T1034
1038	2281.00	7636943.69	339551.54	T1035
1039	2281.00	7636942.82	339556.33	T1036
1040	2280.00	7636882.90	339520.31	T1037
1041	2280.00	7636879.23	339519.86	T1038
1042	2280.00	7636874.71	339518.19	T1039
1043	2280.00	7636870.43	339514.76	T1040
1044	2280.00	7636868.95	339512.33	T1041
1045	2280.00	7636867.71	339507.72	T1042
1046	2280.00	7636867.13	339497.17	T1043
1047	2280.00	7636867.65	339493.50	T1044
1048	2280.00	7636870.87	339484.47	T1045
1049	2280.00	7636870.96	339481.39	T1046
1050	2280.00	7636869.81	339478.68	T1047
1051	2280.00	7636866.60	339475.47	T1048
1052	2280.00	7636864.65	339474.41	T1049
1053	2280.00	7636865.01	339458.67	T1050
1054	2280.00	7636876.71	339454.01	T1051
1055	2280.00	7636880.58	339454.21	T1052
1056	2280.00	7636883.77	339456.45	T1053
1057	2280.00	7636885.67	339460.51	T1054
1058	2280.00	7636886.45	339467.13	T1055
1059	2280.00	7636884.06	339481.73	T1056
1060	2280.00	7636884.70	339491.04	T1057
1061	2280.00	7636885.34	339500.35	T1058
1062	2280.00	7636885.09	339514.43	T1059
1063	2280.00	7636884.44	339518.25	T1060
1064	2280.00	7636861.23	339516.21	T1061
1065	2280.00	7636863.11	339517.76	T1062
1066	2280.00	7636865.05	339520.10	T1063
1067	2280.00	7636869.02	339527.70	T1064
1068	2280.00	7636870.93	339529.55	T1065
1069	2280.00	7636875.12	339531.56	T1066
1070	2280.00	7636879.38	339532.19	T1067
1071	2280.00	7636883.10	339531.04	T1068
1072	2280.00	7636886.14	339527.49	T1069
1073	2280.00	7636888.37	339525.86	T1070
1074	2280.00	7636892.24	339525.52	T1071
1075	2280.00	7636901.21	339527.74	T1072
1076	2280.00	7636906.17	339531.00	T1073
1077	2280.00	7636919.55	339544.15	T1074
1078	2280.00	7636920.03	339545.93	T1075

tabla de puntos tn

1079	2280.00	7636919.05	339548.38	T1076
1080	2280.00	7636910.44	339548.51	T1077
1081	2286.00	7636976.40	339484.37	T1078
1082	2286.00	7636986.19	339494.79	T1079
1083	2286.00	7636992.44	339499.47	T1080
1084	2286.00	7636998.69	339504.15	T1081
1085	2285.00	7636962.86	339473.78	T1082
1086	2285.00	7636978.77	339497.96	T1083
1087	2285.00	7636986.95	339505.83	T1084
1088	2285.00	7636995.10	339511.63	T1085
1089	2284.00	7636962.67	339484.10	T1086
1090	2284.00	7636967.09	339494.85	T1087
1091	2284.00	7636976.79	339512.06	T1088
1092	2284.00	7636983.09	339517.83	T1089
1093	2284.00	7636989.39	339523.59	T1090
1094	2284.00	7636992.06	339527.93	T1091
1095	2284.00	7636993.34	339534.46	T1092
1096	2284.00	7636992.74	339548.13	T1093
1097	2283.00	7636973.95	339526.96	T1094
1098	2283.00	7636979.30	339533.63	T1095
1099	2283.00	7636981.54	339538.41	T1096
1100	2283.00	7636983.11	339543.76	T1097
1101	2283.00	7636984.71	339558.13	T1098
1102	2282.00	7636960.26	339529.40	T1099
1103	2282.00	7636973.30	339542.45	T1100
1104	2282.00	7636975.23	339547.79	T1101
1105	2282.00	7636975.93	339553.67	T1102
1106	2287.93	7636967.09	339459.17	T1103
1107	2287.16	7636967.16	339464.18	T1104
1108	2286.41	7636967.24	339469.18	T1105
1109	2286.00	7636967.32	339472.17	T1106
1110	2285.75	7636967.40	339474.18	T1107
1111	2290.36	7636974.69	339453.77	T1108
1112	2285.26	7636967.58	339478.97	T1109
1113	2289.77	7636974.93	339458.77	T1110
1114	2284.77	7636967.54	339483.97	T1111
1115	2288.92	7636974.91	339463.78	T1112
1116	2284.46	7636967.63	339488.97	T1113
1117	2288.03	7636974.84	339468.79	T1114
1118	2284.12	7636967.63	339493.97	T1115
1119	2287.53	7636974.84	339471.78	T1116
1120	2283.79	7636967.46	339503.68	T1117
1121	2287.20	7636974.84	339473.79	T1118
1122	2283.63	7636967.11	339508.67	T1119
1123	2286.81	7636974.88	339476.50	T1120
1124	2283.35	7636966.63	339513.65	T1121
1125	2286.71	7636974.87	339477.21	T1122
1126	2282.30	7636964.64	339528.19	T1123
1127	2286.61	7636974.83	339477.91	T1124
1128	2281.95	7636963.65	339533.09	T1125
1129	2286.44	7636974.77	339479.00	T1126
1130	2281.80	7636962.86	339538.03	T1127
1131	2285.76	7636974.54	339484.00	T1128
1132	2281.68	7636962.09	339542.97	T1129

tabla de puntos tn

1133	2285.29	7636974.46	339489.00	T1130
1134	2281.64	7636961.41	339547.93	T1131
1135	2284.84	7636974.35	339494.00	T1132
1136	2281.71	7636961.02	339551.38	T1133
1137	2284.54	7636974.32	339498.82	T1134
1138	2281.75	7636961.07	339551.39	T1135
1139	2284.53	7636974.32	339499.02	T1136
1140	2284.50	7636974.30	339499.86	T1137
1141	2281.75	7636966.97	339552.45	T1138
1142	2284.45	7636974.23	339500.90	T1139
1143	2281.95	7636967.17	339552.48	T1140
1144	2284.38	7636974.11	339502.25	T1141
1145	2284.26	7636973.91	339504.25	T1142
1146	2281.85	7636968.77	339544.17	T1143
1147	2283.94	7636973.39	339509.22	T1144
1148	2281.96	7636969.78	339539.27	T1145
1149	2283.67	7636972.93	339514.20	T1146
1150	2282.25	7636970.62	339534.34	T1147
1151	2283.37	7636972.44	339519.17	T1148
1152	2282.65	7636971.35	339529.39	T1149
1153	2283.10	7636972.11	339523.58	T1150
1154	2282.94	7636971.87	339525.81	T1151
1155	2283.06	7636972.05	339524.24	T1152
1156	2283.03	7636972.00	339524.70	T1153
1157	2287.99	7636967.03	339458.57	T1154
1158	2287.03	7636967.17	339465.09	T1155
1159	2286.00	7636967.32	339472.16	T1156
1160	2289.97	7636974.85	339457.09	T1157
1161	2285.03	7636967.56	339481.25	T1158
1162	2289.00	7636974.91	339463.31	T1159
1163	2288.00	7636974.84	339468.94	T1160
1164	2284.05	7636967.59	339496.06	T1161
1165	2287.03	7636974.85	339475.01	T1162
1166	2282.92	7636965.83	339519.53	T1163
1167	2282.05	7636963.93	339531.71	T1164
1168	2286.04	7636974.63	339481.99	T1165
1169	2285.02	7636974.39	339492.08	T1166
1170	2284.01	7636973.52	339508.05	T1167
1171	2282.05	7636970.05	339537.72	T1168
1172	2283.00	7636971.95	339525.13	T1169
1173	2288.48	7636970.14	339456.51	T1170
1174	2286.97	7636967.79	339469.10	T1171
1175	2287.63	7636970.53	339464.00	T1172
1176	2288.39	7636973.14	339456.36	T1173
1177	2286.97	7636973.78	339468.84	T1174
1178	2286.71	7636970.94	339471.98	T1175
1179	2286.10	7636968.19	339476.84	T1176
1180	2286.62	7636973.93	339471.83	T1177
1181	2286.40	7636974.04	339473.83	T1178
1182	2286.21	7636971.16	339476.53	T1179
1183	2285.48	7636967.56	339476.88	T1180
1184	2286.11	7636974.18	339476.54	T1181
1185	2285.97	7636974.21	339477.99	T1182
1186	2285.43	7636967.59	339477.38	T1183

tabla de puntos tn

1187	2286.08	7636971.21	339477.90	T1184
1188	2285.69	7636968.20	339480.92	T1185
1189	2285.97	7636971.20	339478.98	T1186
1190	2285.50	7636971.19	339483.98	T1187
1191	2285.00	7636968.17	339488.97	T1188
1192	2285.09	7636971.17	339488.98	T1189
1193	2285.21	7636974.18	339486.32	T1190
1194	2284.64	7636974.15	339494.00	T1191
1195	2284.73	7636971.15	339493.98	T1192
1196	2284.62	7636968.15	339494.36	T1193
1197	2284.44	7636971.13	339498.80	T1194
1198	2284.35	7636974.13	339498.82	T1195
1199	2284.34	7636974.13	339499.02	T1196
1200	2283.91	7636967.73	339499.80	T1197
1201	2292.02	7636961.01	339316.99	T1198
1202	2289.89	7636961.71	339324.36	T1199
1203	2290.21	7636962.28	339329.90	T1200
1204	2290.21	7636962.87	339329.81	T1201
1205	2290.52	7636963.31	339335.40	T1202
1206	2290.83	7636963.05	339340.95	T1203
1207	2288.00	7636868.45	339345.68	T1204
1208	2288.00	7636874.73	339346.15	T1205
1209	2288.00	7636884.36	339345.43	T1206
1210	2288.00	7636893.53	339343.67	T1207
1211	2287.00	7636863.16	339349.22	T1208
1212	2287.00	7636871.12	339351.06	T1209
1213	2287.00	7636877.34	339351.15	T1210
1214	2287.00	7636885.99	339350.49	T1211
1215	2287.00	7636894.64	339349.83	T1212
1216	2287.00	7636900.88	339350.25	T1213
1217	2287.00	7636906.78	339351.69	T1214
1218	2286.00	7636861.64	339353.96	T1215
1219	2286.00	7636872.08	339356.76	T1216
1220	2286.00	7636883.29	339357.18	T1217
1221	2286.00	7636894.51	339357.59	T1218
1222	2286.00	7636903.14	339358.97	T1219
1223	2286.00	7636908.31	339360.54	T1220
1224	2285.00	7636863.27	339360.11	T1221
1225	2285.00	7636873.92	339364.11	T1222
1226	2285.00	7636884.56	339368.12	T1223
1227	2285.00	7636890.14	339368.69	T1224
1228	2285.00	7636901.96	339368.29	T1225
1229	2285.00	7636906.24	339369.04	T1226
1230	2284.00	7636867.17	339368.94	T1227
1231	2284.00	7636871.36	339372.62	T1228
1232	2284.00	7636879.05	339381.56	T1229
1233	2284.00	7636882.79	339384.70	T1230
1234	2284.00	7636889.13	339386.78	T1231
1235	2284.00	7636899.23	339386.95	T1232
1236	2284.00	7636902.72	339388.12	T1233
1237	2283.00	7636861.17	339375.68	T1234
1238	2283.00	7636868.46	339388.24	T1235
1239	2283.00	7636874.09	339394.92	T1236
1240	2284.00	7636901.87	339398.61	T1237

tabla de puntos tn

1241	2284.00	7636904.11	339405.62	T1238
1242	2283.00	7636884.83	339403.96	T1239
1243	2283.00	7636890.55	339410.15	T1240
1244	2283.00	7636896.27	339416.35	T1241
1245	2282.00	7636866.16	339402.83	T1242
1246	2282.00	7636872.47	339408.40	T1243
1247	2282.00	7636878.78	339413.97	T1244
1248	2282.00	7636887.97	339424.57	T1245
1249	2282.00	7636896.86	339431.99	T1246
1250	2282.00	7636900.76	339436.22	T1247
1251	2282.00	7636903.06	339441.38	T1248
1252	2281.00	7636866.70	339426.20	T1249
1253	2281.00	7636862.83	339424.36	T1250
1254	2281.00	7636862.56	339423.32	T1251
1255	2281.00	7636864.40	339422.49	T1252
1256	2281.00	7636865.94	339423.15	T1253
1257	2281.00	7636867.18	339424.07	T1254
1258	2281.00	7636863.71	339440.71	T1255
1259	2281.00	7636871.86	339436.63	T1256
1260	2281.00	7636875.78	339436.61	T1257
1261	2281.00	7636887.31	339441.28	T1258
1262	2281.00	7636889.51	339443.41	T1259
1263	2281.00	7636892.17	339447.83	T1260
1264	2280.42	7636864.05	339451.29	T1261
1265	2280.41	7636863.95	339451.39	T1262
1266	2280.77	7636864.06	339451.48	T1263
1267	2280.42	7636864.05	339451.29	T1264
1268	2280.55	7636867.66	339447.50	T1265
1269	2280.62	7636869.61	339445.34	T1266
1270	2280.67	7636871.27	339443.50	T1267
1271	2280.69	7636872.15	339442.53	T1268
1272	2280.70	7636872.27	339442.41	T1269
1273	2280.71	7636872.91	339441.80	T1270
1274	2281.03	7636877.92	339436.80	T1271
1275	2281.06	7636878.30	339436.42	T1272
1276	2280.18	7636876.18	339450.87	T1273
1277	2281.12	7636879.06	339435.75	T1274
1278	2280.19	7636876.24	339450.77	T1275
1279	2281.20	7636880.13	339434.80	T1276
1280	2280.19	7636876.26	339450.74	T1277
1281	2281.26	7636880.94	339434.08	T1278
1282	2281.27	7636881.14	339433.90	T1279
1283	2281.29	7636881.38	339433.69	T1280
1284	2281.49	7636884.00	339431.36	T1281
1285	2280.80	7636882.85	339441.97	T1282
1286	2281.55	7636884.80	339430.63	T1283
1287	2280.88	7636883.61	339441.06	T1284
1288	2281.58	7636885.17	339430.30	T1285
1289	2281.80	7636887.67	339427.98	T1286
1290	2280.92	7636883.95	339440.65	T1287
1291	2281.96	7636889.27	339426.44	T1288
1292	2280.97	7636884.41	339440.09	T1289
1293	2282.14	7636890.84	339424.90	T1290
1294	2282.90	7636903.99	339423.65	T1291

tabla de puntos tn

1295	2282.23	7636891.69	339424.15	T1292
1296	2281.07	7636885.31	339439.01	T1293
1297	2282.27	7636892.03	339423.86	T1294
1298	2282.86	7636903.60	339423.87	T1295
1299	2282.37	7636892.92	339423.08	T1296
1300	2282.83	7636903.30	339424.04	T1297
1301	2282.74	7636902.26	339424.61	T1298
1302	2281.35	7636887.68	339436.23	T1299
1303	2282.72	7636895.96	339420.30	T1300
1304	2282.72	7636895.98	339420.29	T1301
1305	2282.83	7636896.91	339419.43	T1302
1306	2282.90	7636897.62	339418.89	T1303
1307	2283.01	7636898.77	339418.02	T1304
1308	2283.07	7636899.29	339417.62	T1305
1309	2283.10	7636899.56	339417.41	T1306
1310	2283.13	7636899.92	339417.14	T1307
1311	2283.27	7636901.26	339416.26	T1308
1312	2283.44	7636903.05	339415.10	T1309
1313	2283.47	7636903.31	339414.93	T1310
1314	2283.53	7636903.90	339414.54	T1311
1315	2283.70	7636905.65	339413.38	T1312
1316	2283.73	7636905.98	339413.17	T1313
1317	2283.86	7636907.37	339412.37	T1314
1318	2283.97	7636908.64	339411.64	T1315
1319	2283.97	7636908.65	339411.63	T1316
1320	2284.02	7636909.24	339411.29	T1317
1321	2281.00	7636877.62	339437.12	T1318
1322	2282.01	7636889.70	339426.02	T1319
1323	2283.02	7636905.45	339423.04	T1320
1324	2281.00	7636884.72	339439.72	T1321
1325	2282.05	7636894.98	339430.42	T1322
1326	2283.00	7636898.66	339418.09	T1323
1327	2284.00	7636908.96	339411.45	T1324
1328	2281.70	7636888.85	339429.08	T1325
1329	2282.69	7636895.71	339420.54	T1326
1330	2281.84	7636888.06	339427.61	T1327
1331	2281.54	7636884.62	339430.80	T1328
1332	2281.42	7636883.08	339432.18	T1329
1333	2281.22	7636886.52	339437.55	T1330
1334	2280.96	7636877.10	339437.66	T1331
1335	2280.72	7636882.05	339442.95	T1332
1336	2280.61	7636869.36	339445.62	T1333
1337	2280.42	7636864.05	339451.29	T1334
1338	2280.77	7636864.16	339451.38	T1335
1339	2292.00	7636949.25	339344.21	T1336
1340	2292.00	7636950.03	339352.34	T1337
1341	2291.00	7636942.83	339347.83	T1338
1342	2291.00	7636946.31	339358.18	T1339
1343	2291.00	7636949.79	339368.54	T1340
1344	2291.00	7636950.71	339378.06	T1341
1345	2291.00	7636951.62	339387.58	T1342
1346	2290.00	7636938.34	339352.07	T1343
1347	2290.00	7636942.58	339364.09	T1344
1348	2290.00	7636944.67	339372.02	T1345

tabla de puntos tn

1349	2290.00	7636946.23	339380.78	T1346
1350	2290.00	7636947.79	339389.54	T1347
1351	2289.00	7636942.62	339385.01	T1348
1352	2288.00	7636912.57	339344.43	T1349
1353	2288.00	7636921.51	339351.52	T1350
1354	2287.00	7636916.38	339356.57	T1351
1355	2287.00	7636920.68	339359.98	T1352
1356	2287.00	7636925.85	339366.59	T1353
1357	2287.00	7636930.63	339378.09	T1354
1358	2286.00	7636914.61	339363.57	T1355
1359	2286.00	7636919.97	339368.51	T1356
1360	2286.00	7636922.47	339372.02	T1357
1361	2286.00	7636925.07	339378.22	T1358
1362	2286.00	7636926.87	339383.94	T1359
1363	2286.00	7636928.78	339393.02	T1360
1364	2285.00	7636912.73	339372.21	T1361
1365	2285.00	7636916.47	339376.35	T1362
1366	2285.00	7636918.60	339380.05	T1363
1367	2285.00	7636919.85	339385.51	T1364
1368	2290.47	7636937.45	339343.86	T1365
1369	2290.42	7636937.59	339345.27	T1366
1370	2290.39	7636937.68	339346.22	T1367
1371	2289.57	7636942.01	339371.15	T1368
1372	2289.57	7636941.85	339370.41	T1369
1373	2290.31	7636937.78	339347.38	T1370
1374	2289.57	7636942.29	339372.39	T1371
1375	2289.56	7636941.47	339369.19	T1372
1376	2289.52	7636942.60	339375.47	T1373
1377	2290.27	7636937.79	339347.87	T1374
1378	2289.50	7636942.65	339376.37	T1375
1379	2289.47	7636942.69	339377.15	T1376
1380	2287.90	7636940.54	339396.18	T1377
1381	2289.41	7636942.74	339378.39	T1378
1382	2288.69	7636941.63	339386.81	T1379
1383	2289.31	7636942.76	339380.09	T1380
1384	2288.76	7636941.76	339386.03	T1381
1385	2289.25	7636942.64	339380.79	T1382
1386	2289.20	7636942.55	339381.32	T1383
1387	2287.67	7636923.77	339356.84	T1384
1388	2287.62	7636924.03	339357.79	T1385
1389	2287.57	7636924.29	339358.77	T1386
1390	2287.53	7636924.52	339359.63	T1387
1391	2287.86	7636923.42	339354.77	T1388
1392	2287.52	7636924.59	339359.90	T1389
1393	2287.91	7636923.31	339354.13	T1390
1394	2287.94	7636923.27	339353.88	T1391
1395	2287.51	7636924.62	339360.00	T1392
1396	2287.97	7636923.21	339353.53	T1393
1397	2288.18	7636922.61	339350.72	T1394
1398	2287.36	7636925.31	339362.57	T1395
1399	2288.21	7636922.52	339350.30	T1396
1400	2287.33	7636925.41	339362.91	T1397
1401	2287.33	7636925.43	339363.01	T1398
1402	2288.31	7636922.43	339348.88	T1399

tabla de puntos tn

1403	2288.54	7636922.06	339345.79	T1400
1404	2288.68	7636921.68	339343.88	T1401
1405	2287.25	7636926.12	339364.60	T1402
1406	2287.20	7636926.54	339365.57	T1403
1407	2287.20	7636926.91	339366.46	T1404
1408	2287.20	7636927.23	339367.26	T1405
1409	2287.21	7636927.90	339368.88	T1406
1410	2287.20	7636928.57	339370.59	T1407
1411	2287.19	7636929.23	339372.32	T1408
1412	2287.18	7636929.54	339373.17	T1409
1413	2287.18	7636929.86	339373.98	T1410
1414	2286.55	7636931.71	339391.60	T1411
1415	2286.39	7636931.28	339393.44	T1412
1416	2286.26	7636930.91	339395.05	T1413
1417	2286.25	7636930.90	339395.11	T1414
1418	2290.08	7636938.29	339351.99	T1415
1419	2288.00	7636923.13	339353.15	T1416
1420	2287.02	7636931.26	339380.33	T1417
1421	2286.08	7636923.43	339350.45	T1418
1422	2289.62	7636939.47	339361.63	T1419
1423	2284.94	7636941.26	339376.43	T1420
1424	2285.72	7636925.37	339360.73	T1421
1425	2287.17	7636930.39	339375.42	T1422
1426	2287.14	7636931.15	339377.61	T1423
1427	2289.00	7636942.19	339383.44	T1424
1428	2288.95	7636942.10	339383.98	T1425
1429	2288.01	7636940.69	339394.89	T1426
1430	2283.74	7636937.70	339407.73	T1427
1431	2286.53	7636931.67	339391.76	T1428
1432	2284.75	7636934.24	339383.97	T1429
1433	2286.19	7636930.68	339395.97	T1430
1434	2292.11	7636951.65	339355.28	T1431
1435	2292.25	7636951.25	339349.71	T1432
1436	2292.26	7636951.27	339349.36	T1433
1437	2292.34	7636952.03	339343.87	T1434
1438	2292.34	7636952.03	339343.87	T1435
1439	2292.38	7636951.99	339343.86	T1436
1440	2291.25	7636957.66	339345.21	T1437
1441	2291.13	7636953.25	339343.91	T1438
1442	2291.46	7636952.66	339349.52	T1439
1443	2291.56	7636956.63	339349.97	T1440
1444	2291.46	7636952.03	339349.65	T1441
1445	2292.03	7636951.59	339356.40	T1442
1446	2291.76	7636951.28	339360.16	T1443
1447	2292.17	7636951.85	339354.68	T1444
1448	2292.49	7636952.67	339349.74	T1445
1449	2291.68	7636951.29	339361.49	T1446
1450	2291.41	7636951.21	339365.89	T1447
1451	2291.38	7636951.27	339366.56	T1448
1452	2291.58	7636956.56	339350.70	T1449
1453	2291.37	7636951.91	339370.93	T1450
1454	2291.45	7636952.72	339375.86	T1451
1455	2291.52	7636953.51	339380.80	T1452
1456	2291.64	7636954.36	339385.73	T1453

tabla de puntos tn

1457	2291.66	7636955.02	339390.03	T1454
1458	2291.66	7636955.17	339390.83	T1455
1459	2291.63	7636956.11	339395.74	T1456
1460	2292.00	7636951.55	339356.90	T1457
1461	2292.98	7636960.14	339374.65	T1458
1462	2292.82	7636959.26	339369.73	T1459
1463	2291.49	7636959.47	339351.43	T1460
1464	2291.68	7636954.94	339357.24	T1461
1465	2291.48	7636953.65	339349.98	T1462
1466	2291.59	7636952.02	339356.51	T1463
1467	2291.59	7636957.85	339357.96	T1464
1468	2291.64	7636957.37	339360.73	T1465
1469	2291.64	7636951.40	339360.17	T1466
1470	2291.66	7636951.31	339361.49	T1467
1471	2291.73	7636957.53	339365.55	T1468
1472	2291.72	7636951.52	339365.85	T1469
1473	2291.75	7636954.27	339361.59	T1470
1474	2291.82	7636954.58	339366.02	T1471
1475	2291.73	7636951.62	339366.50	T1472
1476	2291.80	7636952.33	339370.86	T1473
1477	2291.89	7636955.29	339370.38	T1474
1478	2291.80	7636958.25	339369.89	T1475
1479	2291.88	7636959.06	339374.83	T1476
1480	2291.97	7636956.10	339375.31	T1477
1481	2291.88	7636953.14	339375.80	T1478
1482	2291.95	7636953.94	339380.73	T1479
1483	2291.95	7636959.86	339379.76	T1480
1484	2292.08	7636957.31	339382.71	T1481
1485	2292.10	7636955.45	339389.96	T1482
1486	2292.19	7636958.41	339389.47	T1483
1487	2292.11	7636955.61	339390.74	T1484
1488	2292.20	7636958.55	339390.11	T1485
1489	2292.19	7636956.66	339395.63	T1486
1490	2291.00	7636955.27	339401.45	T1487
1491	2291.00	7636956.98	339409.78	T1488
1492	2291.00	7636958.69	339418.10	T1489
1493	2290.00	7636951.92	339403.69	T1490
1494	2290.00	7636953.77	339411.63	T1491
1495	2290.00	7636955.61	339419.57	T1492
1496	2290.00	7636958.75	339428.07	T1493
1497	2289.00	7636946.21	339398.13	T1494
1498	2289.00	7636949.81	339411.25	T1495
1499	2289.00	7636953.40	339424.37	T1496
1500	2289.00	7636955.65	339429.69	T1497
1501	2288.00	7636942.82	339402.01	T1498
1502	2288.00	7636946.73	339415.05	T1499
1503	2288.00	7636950.64	339428.09	T1500
1504	2288.00	7636955.51	339437.38	T1501
1505	2287.00	7636940.45	339410.79	T1502
1506	2287.00	7636944.00	339421.40	T1503
1507	2287.00	7636947.55	339432.00	T1504
1508	2287.00	7636952.86	339441.42	T1505
1509	2287.00	7636958.17	339450.85	T1506
1510	2286.00	7636934.75	339412.74	T1507

tabla de puntos tn

1511	2286.00	7636938.81	339423.38	T1508
1512	2286.00	7636942.87	339434.01	T1509
1513	2286.00	7636948.30	339444.40	T1510
1514	2285.00	7636919.98	339399.80	T1511
1515	2285.00	7636921.05	339404.35	T1512
1516	2285.00	7636931.20	339421.68	T1513
1517	2285.00	7636935.03	339430.87	T1514
1518	2285.00	7636938.87	339440.07	T1515
1519	2285.00	7636943.29	339448.24	T1516
1520	2284.00	7636919.87	339420.87	T1517
1521	2284.00	7636924.23	339425.82	T1518
1522	2284.00	7636927.81	339431.99	T1519
1523	2284.00	7636930.77	339440.13	T1520
1524	2284.00	7636933.73	339448.27	T1521
1525	2283.00	7636912.49	339428.16	T1522
1526	2283.00	7636918.13	339434.29	T1523
1527	2283.00	7636920.36	339439.91	T1524
1528	2283.00	7636920.83	339444.16	T1525
1529	2285.56	7636931.68	339414.31	T1526
1530	2285.69	7636932.58	339413.79	T1527
1531	2285.95	7636934.34	339412.74	T1528
1532	2285.15	7636928.49	339415.07	T1529
1533	2286.05	7636934.95	339412.38	T1530
1534	2286.53	7636937.14	339409.82	T1531
1535	2286.65	7636937.67	339409.20	T1532
1536	2286.65	7636937.69	339409.18	T1533
1537	2285.02	7636927.43	339415.31	T1534
1538	2286.68	7636937.83	339408.94	T1535
1539	2284.86	7636925.91	339415.67	T1536
1540	2286.89	7636938.63	339407.53	T1537
1541	2287.11	7636939.46	339406.09	T1538
1542	2284.76	7636924.96	339415.90	T1539
1543	2287.29	7636939.83	339404.34	T1540
1544	2287.34	7636939.92	339403.84	T1541
1545	2284.74	7636924.84	339415.92	T1542
1546	2287.42	7636940.07	339403.01	T1543
1547	2284.67	7636924.16	339416.08	T1544
1548	2284.12	7636918.28	339417.65	T1545
1549	2284.30	7636912.91	339409.90	T1546
1550	2284.36	7636913.79	339409.88	T1547
1551	2284.41	7636914.62	339409.87	T1548
1552	2286.08	7636930.28	339397.66	T1549
1553	2286.01	7636934.67	339412.54	T1550
1554	2285.00	7636927.26	339415.35	T1551
1555	2287.01	7636939.09	339406.73	T1552
1556	2284.00	7636916.82	339418.26	T1553
1557	2286.03	7636929.82	339398.01	T1554
1558	2285.12	7636921.22	339404.72	T1555
1559	2287.44	7636940.10	339402.81	T1556
1560	2285.64	7636927.99	339404.00	T1557
1561	2280.00	7636900.04	339544.98	T1558
1562	2280.00	7636893.78	339544.02	T1559
1563	2280.00	7636889.86	339544.54	T1560
1564	2280.00	7636882.76	339548.14	T1561

tabla de puntos tn

1565	2280.00	7636880.00	339548.85	T1562
1566	2280.00	7636876.06	339549.08	T1563
1567	2280.00	7636871.78	339548.02	T1564
1568	2280.00	7636868.11	339544.60	T1565
1569	2280.00	7636862.31	339535.05	T1566
1570	2280.74	7636868.29	339454.96	T1567
1571	2280.04	7636869.67	339456.09	T1568
1572	2280.00	7636871.40	339457.33	T1569
1573	2280.00	7636871.40	339457.33	T1570
1574	2280.01	7636872.92	339455.42	T1571
1575	2280.02	7636873.17	339455.09	T1572
1576	2280.03	7636873.50	339454.67	T1573
1577	2280.06	7636874.01	339454.02	T1574
1578	2280.10	7636874.81	339452.86	T1575
1579	2280.02	7636870.31	339456.56	T1576
1580	2280.00	7636872.81	339455.56	T1577
1581	2280.77	7636869.44	339455.91	T1578
1582	2302.00	7636994.61	339389.67	T1579
1583	2302.00	7636994.18	339394.92	T1580
1584	2301.00	7636990.56	339387.77	T1581
1585	2301.00	7636990.01	339394.88	T1582
1586	2301.00	7636990.64	339400.13	T1583
1587	2300.00	7636988.75	339378.35	T1584
1588	2300.00	7636986.78	339388.11	T1585
1589	2300.00	7636986.60	339398.60	T1586
1590	2300.00	7636988.01	339403.78	T1587
1591	2300.00	7636990.03	339407.98	T1588
1592	2299.00	7636984.73	339378.08	T1589
1593	2299.00	7636983.39	339387.56	T1590
1594	2299.00	7636983.13	339397.12	T1591
1595	2299.00	7636988.43	339412.25	T1592
1596	2298.00	7636981.68	339368.44	T1593
1597	2298.00	7636980.81	339379.03	T1594
1598	2298.00	7636979.94	339389.62	T1595
1599	2298.00	7636983.52	339412.29	T1596
1600	2298.00	7636986.14	339415.79	T1597
1601	2297.00	7636976.86	339354.14	T1598
1602	2297.00	7636977.39	339366.47	T1599
1603	2297.00	7636977.18	339377.68	T1600
1604	2297.00	7636976.96	339388.89	T1601
1605	2297.00	7636980.86	339415.76	T1602
1606	2297.00	7636984.53	339420.19	T1603
1607	2296.00	7636972.63	339348.02	T1604
1608	2296.00	7636973.10	339356.21	T1605
1609	2296.00	7636973.20	339367.80	T1606
1610	2296.00	7636973.30	339379.39	T1607
1611	2296.00	7636978.43	339420.00	T1608
1612	2296.00	7636985.27	339426.22	T1609
1613	2295.00	7636967.73	339343.67	T1610
1614	2295.00	7636968.27	339357.45	T1611
1615	2295.00	7636968.80	339371.22	T1612
1616	2295.00	7636971.31	339413.43	T1613
1617	2295.00	7636973.72	339420.07	T1614
1618	2295.00	7636976.60	339424.15	T1615

tabla de puntos tn

1619	2295.00	7636982.83	339429.98	T1616
1620	2295.00	7636989.07	339435.82	T1617
1621	2294.00	7636970.86	339422.49	T1618
1622	2294.00	7636974.07	339427.10	T1619
1623	2294.00	7636979.55	339432.73	T1620
1624	2294.00	7636985.03	339438.36	T1621
1625	2294.00	7636989.66	339444.55	T1622
1626	2293.00	7636975.31	339434.15	T1623
1627	2293.00	7636980.46	339440.35	T1624
1628	2292.00	7636974.86	339440.13	T1625
1629	2291.00	7636960.69	339424.12	T1626
1630	2290.00	7636964.24	339437.97	T1627
1631	2289.00	7636962.03	339441.81	T1628
1632	2288.00	7636960.39	339446.67	T1629
1633	2294.16	7636967.55	339406.50	T1630
1634	2295.24	7636971.78	339410.09	T1631
1635	2296.07	7636975.78	339413.76	T1632
1636	2296.22	7636977.41	339415.75	T1633
1637	2297.86	7636979.75	339413.44	T1634
1638	2297.86	7636985.45	339407.83	T1635
1639	2297.86	7636985.88	339407.41	T1636
1640	2299.48	7636987.03	339406.28	T1637
1641	2299.27	7636985.53	339404.65	T1638
1642	2298.54	7636982.30	339401.28	T1639
1643	2297.75	7636979.21	339397.77	T1640
1644	2294.76	7636968.13	339379.41	T1641
1645	2294.61	7636967.45	339377.52	T1642
1646	2294.98	7636969.12	339381.93	T1643
1647	2294.59	7636965.49	339347.08	T1644
1648	2295.44	7636971.12	339386.21	T1645
1649	2294.31	7636966.04	339373.03	T1646
1650	2296.80	7636976.16	339394.18	T1647
1651	2294.21	7636965.58	339371.30	T1648
1652	2296.04	7636973.55	339390.50	T1649
1653	2294.07	7636964.90	339368.47	T1650
1654	2296.01	7636973.44	339390.32	T1651
1655	2294.03	7636964.17	339363.84	T1652
1656	2294.03	7636964.04	339362.76	T1653
1657	2294.07	7636963.73	339359.19	T1654
1658	2294.54	7636965.22	339347.79	T1655
1659	2294.12	7636963.59	339356.52	T1656
1660	2294.16	7636963.55	339354.54	T1657
1661	2294.32	7636964.04	339350.81	T1658
1662	2294.31	7636964.00	339351.00	T1659
1663	2294.17	7636963.55	339354.20	T1660
1664	2294.00	7636966.89	339405.79	T1661
1665	2295.02	7636970.91	339409.35	T1662
1666	2295.96	7636975.26	339413.28	T1663
1667	2297.84	7636979.72	339413.48	T1664
1668	2297.96	7636982.71	339410.53	T1665
1669	2297.86	7636985.76	339407.53	T1666
1670	2299.01	7636984.41	339403.48	T1667
1671	2297.96	7636980.03	339398.70	T1668
1672	2295.00	7636969.22	339382.15	T1669

tabla de puntos tn

1673	2297.01	7636976.84	339394.98	T1670
1674	2296.00	7636973.40	339390.26	T1671
1675	2291.14	7636962.12	339346.31	T1672
1676	2291.14	7636962.04	339346.55	T1673
1677	2291.46	7636961.20	339350.49	T1674
1678	2291.48	7636961.18	339350.71	T1675
1679	2292.39	7636962.42	339363.09	T1676
1680	2294.13	7636963.15	339381.24	T1677
1681	2292.98	7636964.06	339369.95	T1678
1682	2293.44	7636965.48	339374.40	T1679
1683	2294.22	7636967.48	339381.17	T1680
1684	2293.93	7636967.01	339378.57	T1681
1685	2294.37	7636968.57	339382.18	T1682
1686	2294.47	7636964.38	339384.08	T1683
1687	2294.93	7636970.74	339386.65	T1684
1688	2295.01	7636966.57	339388.58	T1685
1689	2295.45	7636965.55	339394.98	T1686
1690	2295.56	7636969.05	339393.05	T1687
1691	2295.76	7636974.38	339392.96	T1688
1692	2295.48	7636972.55	339391.10	T1689
1693	2295.48	7636965.68	339395.19	T1690
1694	2295.99	7636974.98	339394.96	T1691
1695	2296.53	7636978.23	339398.50	T1692
1696	2296.51	7636973.88	339400.42	T1693
1697	2296.53	7636977.75	339398.86	T1694
1698	2296.05	7636968.59	339399.98	T1695
1699	2297.07	7636981.17	339402.23	T1696
1700	2297.09	7636980.81	339402.73	T1697
1701	2297.96	7636982.60	339410.64	T1698
1702	2297.07	7636974.58	339407.75	T1699
1703	2293.68	7636964.95	339398.97	T1700
1704	2293.80	7636966.04	339403.85	T1701
1705	2293.93	7636966.80	339407.03	T1702
1706	2294.01	7636967.21	339408.71	T1703
1707	2294.06	7636967.53	339409.95	T1704
1708	2294.14	7636968.42	339413.57	T1705
1709	2294.13	7636969.61	339418.42	T1706
1710	2294.12	7636969.65	339418.66	T1707
1711	2294.09	7636969.73	339419.10	T1708
1712	2291.27	7636962.10	339425.01	T1709
1713	2294.05	7636969.80	339419.55	T1710
1714	2290.86	7636962.98	339429.93	T1711
1715	2293.73	7636970.43	339423.53	T1712
1716	2290.54	7636963.59	339433.15	T1713
1717	2293.11	7636971.11	339428.48	T1714
1718	2290.38	7636963.93	339434.84	T1715
1719	2291.81	7636972.68	339438.36	T1716
1720	2289.93	7636964.92	339439.74	T1717
1721	2291.40	7636973.72	339443.26	T1718
1722	2291.33	7636973.93	339444.22	T1719
1723	2291.20	7636974.19	339445.85	T1720
1724	2291.03	7636974.32	339447.50	T1721
1725	2290.90	7636974.40	339448.78	T1722
1726	2293.86	7636966.36	339405.21	T1723

tabla de puntos tn

1727	2294.00	7636967.17	339408.52	T1724
1728	2291.00	7636962.67	339428.21	T1725
1729	2293.99	7636969.92	339420.32	T1726
1730	2292.03	7636972.42	339436.71	T1727
1731	2293.01	7636971.23	339429.24	T1728
1732	2290.01	7636964.75	339438.88	T1729
1733	2288.94	7636966.00	339449.36	T1730
1734	2291.00	7636974.34	339447.82	T1731
1735	2293.53	7636963.83	339394.09	T1732
1736	2293.36	7636962.49	339387.99	T1733
1737	2293.14	7636961.03	339379.57	T1734
1738	2292.03	7636960.67	339384.70	T1735
1739	2292.10	7636961.37	339388.97	T1736
1740	2292.39	7636964.59	339403.90	T1737
1741	2292.49	7636962.36	339407.98	T1738
1742	2292.50	7636962.72	339409.67	T1739
1743	2292.51	7636962.99	339410.92	T1740
1744	2292.47	7636963.76	339414.56	T1741
1745	2292.40	7636960.66	339414.40	T1742
1746	2292.42	7636966.41	339412.60	T1743
1747	2292.31	7636964.81	339419.45	T1744
1748	2292.22	7636961.88	339420.12	T1745
1749	2292.21	7636967.79	339419.05	T1746
1750	2291.57	7636961.29	339420.44	T1747
1751	2292.19	7636967.88	339419.47	T1748
1752	2291.56	7636961.36	339420.74	T1749
1753	2291.54	7636961.43	339421.05	T1750
1754	2292.17	7636967.95	339419.88	T1751
1755	2292.27	7636964.99	339420.33	T1752
1756	2292.19	7636962.01	339420.71	T1753
1757	2292.02	7636965.70	339424.37	T1754
1758	2291.93	7636962.75	339424.89	T1755
1759	2291.60	7636966.58	339429.29	T1756
1760	2291.51	7636963.63	339429.82	T1757
1761	2291.25	7636967.15	339432.51	T1758
1762	2292.55	7636971.48	339431.74	T1759
1763	2291.66	7636969.27	339427.26	T1760
1764	2292.36	7636971.78	339433.44	T1761
1765	2290.68	7636970.85	339436.15	T1762
1766	2291.16	7636964.20	339433.04	T1763
1767	2289.55	7636965.99	339444.63	T1764
1768	2289.83	7636969.33	339444.74	T1765
1769	2289.59	7636972.56	339445.71	T1766
1770	2289.48	7636966.21	339445.59	T1767
1771	2289.36	7636966.56	339447.38	T1768
1772	2289.68	7636966.47	339445.77	T1769
1773	2289.64	7636969.58	339446.38	T1770
1774	2289.49	7636969.69	339447.73	T1771
1775	2289.40	7636966.70	339447.89	T1772
1776	2288.64	7636966.96	339454.05	T1773
1777	2293.00	7636988.54	339452.19	T1774
1778	2292.00	7636981.98	339451.95	T1775
1779	2292.00	7636986.74	339457.95	T1776
1780	2292.00	7636990.84	339461.88	T1777

tabla de puntos tn

1781	2291.00	7636978.09	339454.54	T1778
1782	2291.00	7636982.08	339459.72	T1779
1783	2291.00	7636988.51	339465.85	T1780
1784	2290.00	7636975.22	339457.76	T1781
1785	2290.00	7636982.66	339466.13	T1782
1786	2290.00	7636988.69	339471.14	T1783
1787	2290.00	7636994.71	339476.15	T1784
1788	2289.00	7636978.07	339467.04	T1785
1789	2289.00	7636986.20	339474.76	T1786
1790	2289.00	7636994.34	339481.05	T1787
1791	2288.00	7636965.26	339455.96	T1788
1792	2288.00	7636979.04	339473.58	T1789
1793	2288.00	7636987.21	339481.43	T1790
1794	2288.00	7636995.06	339487.42	T1791
1795	2287.00	7636963.47	339460.27	T1792
1796	2287.00	7636980.27	339480.74	T1793
1797	2287.00	7636986.10	339486.90	T1794
1798	2287.00	7636992.50	339491.97	T1795
1799	2287.00	7636998.89	339497.04	T1796
1800	2286.00	7636961.04	339463.72	T1797
1801	2321.00	7636788.23	339262.70	T1798
1802	2320.14	7636787.85	339264.80	T1799
1803	2320.00	7636787.78	339265.22	T1800
1804	2319.58	7636787.54	339266.54	T1801
1805	2319.00	7636787.19	339268.45	T1802
1806	2318.25	7636786.81	339270.54	T1803
1807	2318.00	7636786.70	339271.16	T1804
1808	2317.62	7636786.53	339272.13	T1805
1809	2317.00	7636786.26	339273.64	T1806
1810	2316.23	7636785.84	339275.91	T1807
1811	2316.00	7636785.71	339276.65	T1808
1812	2315.04	7636785.24	339279.27	T1809
1813	2315.00	7636785.22	339279.38	T1810
1814	2314.99	7636785.21	339279.41	T1811
1815	2314.00	7636784.72	339282.15	T1812
1816	2313.70	7636784.56	339283.05	T1813
1817	2313.00	7636784.19	339285.08	T1814
1818	2312.25	7636783.78	339287.33	T1815
1819	2312.00	7636783.66	339288.00	T1816
1820	2311.06	7636783.15	339290.83	T1817
1821	2311.00	7636783.12	339290.98	T1818
1822	2310.99	7636783.12	339291.02	T1819
1823	2310.00	7636782.66	339293.53	T1820
1824	2309.70	7636782.52	339294.30	T1821
1825	2309.33	7636782.35	339295.23	T1822
1826	2308.49	7636782.20	339296.08	T1823
1827	2308.33	7636782.17	339296.25	T1824
1828	2306.40	7636781.81	339298.22	T1825
1829	2306.09	7636781.76	339298.54	T1826
1830	2305.48	7636781.65	339299.16	T1827
1831	2305.48	7636781.63	339299.24	T1828
1832	2305.49	7636781.54	339299.75	T1829
1833	2305.55	7636781.32	339300.94	T1830
1834	2305.65	7636780.94	339303.06	T1831

tabla de puntos tn

1835	2305.67	7636780.85	339303.55	T1832
1836	2305.68	7636780.82	339303.75	T1833
1837	2305.67	7636780.59	339304.98	T1834
1838	2305.60	7636780.57	339305.12	T1835
1839	2305.51	7636780.22	339307.03	T1836
1840	2305.30	7636780.17	339307.34	T1837
1841	2305.25	7636780.08	339307.84	T1838
1842	2304.67	7636779.89	339308.86	T1839
1843	2304.60	7636779.81	339309.33	T1840
1844	2303.70	7636779.50	339311.02	T1841
1845	2303.52	7636779.43	339311.43	T1842
1846	2302.70	7636779.15	339312.99	T1843
1847	2302.50	7636779.07	339313.42	T1844
1848	2300.10	7636778.73	339315.30	T1845
1849	2300.00	7636778.70	339315.47	T1846
1850	2299.02	7636778.34	339317.43	T1847
1851	2299.00	7636778.34	339317.46	T1848
1852	2298.04	7636778.06	339319.02	T1849
1853	2298.00	7636778.04	339319.09	T1850
1854	2297.20	7636777.74	339320.75	T1851
1855	2297.07	7636777.67	339321.18	T1852
1856	2297.03	7636777.65	339321.25	T1853
1857	2296.93	7636777.30	339323.18	T1854
1858	2296.42	7636777.13	339324.12	T1855
1859	2296.23	7636776.92	339325.34	T1856
1860	2294.13	7636776.58	339327.22	T1857
1861	2294.00	7636776.52	339327.50	T1858
1862	2293.76	7636776.43	339328.04	T1859
1863	2293.73	7636776.12	339329.74	T1860
1864	2292.55	7636775.96	339330.63	T1861
1865	2292.00	7636775.76	339331.75	T1862
1866	2291.16	7636775.42	339333.60	T1863
1867	2291.19	7636775.35	339333.99	T1864
1868	2290.78	7636775.26	339334.49	T1865
1869	2290.00	7636774.90	339336.49	T1866
1870	2289.44	7636774.61	339338.08	T1867
1871	2289.00	7636774.41	339339.18	T1868
1872	2288.80	7636774.30	339339.83	T1869
1873	2288.25	7636774.18	339341.59	T1870
1874	2288.15	7636774.13	339342.35	T1871
1875	2309.89	7636858.72	339273.54	T1872
1876	2309.91	7636858.40	339273.59	T1873
1877	2309.92	7636857.81	339273.69	T1874
1878	2310.00	7636853.88	339274.35	T1875
1879	2310.34	7636851.29	339273.54	T1876
1880	2311.00	7636846.53	339272.06	T1877
1881	2311.67	7636843.24	339271.04	T1878
1882	2312.00	7636841.59	339270.52	T1879
1883	2312.30	7636839.94	339270.01	T1880
1884	2313.00	7636836.72	339269.00	T1881
1885	2313.27	7636835.56	339268.64	T1882
1886	2314.00	7636833.01	339267.85	T1883
1887	2314.04	7636832.87	339267.80	T1884
1888	2314.20	7636832.23	339267.60	T1885

tabla de puntos tn

1889	2314.81	7636829.39	339266.72	T1886
1890	2315.00	7636828.47	339266.43	T1887
1891	2315.52	7636826.02	339265.67	T1888
1892	2316.00	7636823.70	339264.95	T1889
1893	2316.20	7636822.68	339264.63	T1890
1894	2316.63	7636820.54	339263.96	T1891
1895	2316.88	7636819.29	339263.57	T1892
1896	2317.00	7636818.71	339263.39	T1893
1897	2317.59	7636815.86	339262.50	T1894
1898	2318.00	7636813.84	339261.87	T1895
1899	2318.24	7636812.56	339261.47	T1896
1900	2318.80	7636809.88	339260.64	T1897
1901	2318.94	7636809.28	339260.45	T1898
1902	2319.00	7636809.07	339260.39	T1899
1903	2319.83	7636805.54	339259.28	T1900
1904	2320.00	7636804.82	339259.06	T1901
1905	2320.66	7636801.99	339258.18	T1902
1906	2321.00	7636800.63	339257.76	T1903
1907	2321.44	7636798.75	339257.17	T1904
1908	2322.00	7636796.40	339256.43	T1905
1909	2322.21	7636795.42	339256.13	T1906
1910	2322.66	7636793.47	339255.52	T1907
1911	2323.00	7636792.21	339255.13	T1908
1912	2287.11	7636773.93	339345.32	T1909
1913	2287.01	7636773.92	339345.51	T1910
1914	2286.98	7636773.92	339345.57	T1911
1915	2286.96	7636773.91	339345.64	T1912
1916	2286.31	7636773.78	339347.57	T1913
1917	2286.02	7636773.72	339348.45	T1914
1918	2286.00	7636773.72	339348.51	T1915
1919	2285.98	7636773.72	339348.58	T1916
1920	2285.00	7636773.47	339352.27	T1917
1921	2284.30	7636974.10	339499.85	T1918
1922	2284.41	7636971.12	339499.35	T1919
1923	2284.31	7636968.12	339499.40	T1920
1924	2284.34	7636971.05	339500.62	T1921
1925	2284.25	7636974.04	339500.88	T1922
1926	2284.25	7636968.06	339500.36	T1923
1927	2284.19	7636973.92	339502.23	T1924
1928	2284.28	7636970.93	339501.97	T1925
1929	2284.19	7636967.94	339501.71	T1926
1930	2284.18	7636970.75	339503.97	T1927
1931	2284.09	7636967.77	339503.71	T1928
1932	2283.94	7636970.32	339508.95	T1929
1933	2283.73	7636967.11	339511.18	T1930
1934	2283.79	7636973.20	339510.46	T1931
1935	2283.37	7636972.44	339519.17	T1932
1936	2283.58	7636969.66	339516.42	T1933
1937	2283.37	7636966.46	339518.65	T1934
1938	2283.00	7636966.06	339519.61	T1935
1939	2283.15	7636966.07	339523.05	T1936
1940	2283.23	7636969.03	339523.60	T1937
1941	2283.12	7636971.97	339524.36	T1938
1942	2283.12	7636966.02	339523.55	T1939

tabla de puntos tn

1943	2282.69	7636965.58	339523.67	T1940
1944	2282.61	7636965.41	339524.66	T1941
1945	2283.07	7636965.88	339524.55	T1942
1946	2283.06	7636971.75	339525.79	T1943
1947	2283.17	7636968.89	339524.75	T1944
1948	2282.88	7636971.12	339529.35	T1945
1949	2282.85	7636967.72	339531.28	T1946
1950	2282.64	7636964.33	339533.21	T1947
1951	2282.64	7636970.23	339534.27	T1948
1952	2282.40	7636963.45	339538.13	T1949
1953	2282.49	7636966.40	339538.66	T1950
1954	2282.40	7636969.35	339539.19	T1951
1955	2282.25	7636965.52	339543.59	T1952
1956	2282.16	7636962.56	339543.06	T1953
1957	2281.92	7636967.59	339549.01	T1954
1958	2281.84	7636964.02	339551.92	T1955
1959	2281.92	7636967.59	339549.04	T1956
1960	2285.00	7636970.79	339602.05	T1957
1961	2284.00	7636992.82	339560.20	T1958
1962	2284.00	7636992.89	339572.27	T1959
1963	2284.00	7636978.66	339589.90	T1960
1964	2284.00	7636972.79	339590.31	T1961
1965	2284.00	7636966.47	339591.99	T1962
1966	2284.00	7636961.55	339595.10	T1963
1967	2284.00	7636955.22	339600.65	T1964
1968	2283.00	7636984.28	339565.90	T1965
1969	2283.00	7636982.82	339572.35	T1966
1970	2283.00	7636980.91	339576.17	T1967
1971	2283.00	7636977.85	339579.45	T1968
1972	2283.00	7636972.15	339581.25	T1969
1973	2283.00	7636962.21	339581.00	T1970
1974	2283.00	7636958.46	339581.50	T1971
1975	2283.00	7636947.59	339587.59	T1972
1976	2283.00	7636940.64	339590.01	T1973
1977	2282.00	7636975.15	339560.93	T1974
1978	2282.00	7636970.26	339565.40	T1975
1979	2282.00	7636961.45	339563.87	T1976
1980	2282.00	7636958.30	339563.93	T1977
1981	2282.00	7636955.68	339564.81	T1978
1982	2282.00	7636952.09	339567.74	T1979
1983	2282.00	7636946.34	339575.73	T1980
1984	2282.00	7636942.29	339579.78	T1981
1985	2282.00	7636938.48	339581.76	T1982
1986	2282.00	7636933.22	339583.11	T1983
1987	2282.00	7636929.33	339583.24	T1984
1988	2282.00	7636924.88	339582.33	T1985
1989	2282.00	7636912.91	339576.22	T1986
1990	2282.00	7636906.73	339574.10	T1987
1991	2281.00	7636939.31	339563.26	T1988
1992	2281.00	7636937.86	339564.84	T1989
1993	2281.00	7636930.85	339566.48	T1990
1994	2281.00	7636922.57	339564.31	T1991
1995	2281.00	7636917.61	339563.75	T1992
1996	2281.00	7636903.57	339563.81	T1993

tabla de puntos tn

1997	2281.00	7636889.54	339563.88	T1994
1998	2282.07	7636784.79	339381.91	T1995
1999	2282.00	7636784.09	339388.69	T1996
2000	2281.88	7636772.11	339376.35	T1997
2001	2281.93	7636772.69	339372.03	T1998
2002	2281.97	7636776.73	339371.83	T1999
2003	2281.01	7636775.10	339405.42	T2000
2004	2281.00	7636771.68	339404.62	T2001
2005	2281.01	7636774.59	339406.74	T2002
2006	2281.01	7636772.84	339407.17	T2003
2007	2281.01	7636773.98	339408.98	T2004
2008	2281.01	7636770.15	339414.87	T2005
2009	2281.00	7636771.34	339423.67	T2006
2010	2281.00	7636775.06	339423.08	T2007
2011	2281.00	7636778.24	339421.55	T2008
2012	2281.00	7636772.26	339405.98	T2009
2013	2281.03	7636859.54	339419.06	T2010
2014	2281.03	7636858.10	339421.01	T2011
2015	2281.02	7636856.26	339423.18	T2012
2016	2281.02	7636855.97	339424.91	T2013
2017	2281.02	7636855.51	339429.09	T2014
2018	2281.00	7636854.31	339441.15	T2015
2019	2281.01	7636858.57	339432.75	T2016
2020	2280.96	7636783.70	339410.59	T2017
2021	2280.97	7636783.09	339408.65	T2018
2022	2280.99	7636778.76	339409.04	T2019
2023	2280.87	7636845.55	339412.89	T2020
2024	2280.94	7636850.89	339415.66	T2021
2025	2280.97	7636852.73	339413.50	T2022
2026	2280.96	7636846.48	339405.52	T2023
2027	2280.01	7636821.97	339494.97	T2024
2028	2280.02	7636858.71	339507.13	T2025
2029	2280.02	7636858.42	339501.86	T2026
2030	2280.01	7636857.81	339495.60	T2027
2031	2280.00	7636852.18	339509.87	T2028
2032	2280.01	7636851.51	339485.12	T2029
2033	2280.01	7636850.65	339484.14	T2030
2034	2280.01	7636845.63	339486.10	T2031
2035	2280.01	7636842.65	339485.81	T2032
2036	2280.01	7636840.62	339485.79	T2033
2037	2280.01	7636834.89	339485.57	T2034
2038	2280.01	7636833.61	339483.70	T2035
2039	2280.01	7636830.91	339481.57	T2036
2040	2280.01	7636827.66	339478.18	T2037
2041	2280.01	7636824.59	339475.16	T2038
2042	2280.01	7636824.01	339471.98	T2039
2043	2280.01	7636823.22	339469.97	T2040
2044	2280.01	7636823.27	339465.81	T2041
2045	2280.01	7636823.47	339461.83	T2042
2046	2280.00	7636823.53	339457.67	T2043
2047	2280.00	7636828.53	339454.41	T2044
2048	2280.00	7636830.82	339454.14	T2045
2049	2280.00	7636832.74	339450.37	T2046
2050	2280.27	7636838.93	339451.23	T2047

tabla de puntos tn

2051	2280.00	7636819.04	339448.26	T2048
2052	2280.00	7636815.51	339448.94	T2049
2053	2280.00	7636812.11	339444.68	T2050
2054	2280.00	7636801.11	339443.47	T2051
2055	2280.00	7636796.27	339432.31	T2052
2056	2280.00	7636794.16	339430.99	T2053
2057	2280.00	7636792.32	339429.23	T2054
2058	2279.94	7636811.69	339484.00	T2055
2059	2279.94	7636812.60	339485.26	T2056
2060	2279.95	7636817.43	339486.18	T2057
2061	2279.95	7636821.74	339489.71	T2058
2062	2279.95	7636826.57	339490.62	T2059
2063	2279.95	7636829.02	339494.54	T2060
2064	2279.95	7636830.78	339499.48	T2061
2065	2279.96	7636836.51	339499.70	T2062
2066	2279.96	7636840.19	339506.52	T2063
2067	2279.96	7636841.83	339509.02	T2064
2068	2279.96	7636846.49	339511.97	T2065
2069	2279.96	7636847.20	339513.78	T2066
2070	2279.97	7636852.78	339518.39	T2067
2071	2279.97	7636856.17	339522.32	T2068
2072	2279.97	7636857.60	339523.68	T2069
2073	2279.98	7636846.02	339499.73	T2070
2074	2280.00	7636845.29	339494.39	T2071
2075	2280.00	7636860.41	339473.52	T2072
2076	2291.00	7636938.36	339332.80	T2073
2077	2289.68	7636925.81	339309.17	T2074
2078	2290.84	7636963.51	339250.66	T2075
2079	2290.86	7636966.24	339246.00	T2076
2080	2283.89	7636895.50	339392.70	T2077
2081	2283.95	7636900.55	339392.78	T2078
2082	2281.01	7636860.68	339433.02	T2079
2083	2281.01	7636863.27	339432.54	T2080
2084	2281.01	7636865.20	339433.46	T2081
2085	2281.01	7636871.24	339431.40	T2082
2086	2281.06	7636871.48	339430.34	T2083
2087	2282.14	7636945.00	339519.30	T2084
2088	2282.08	7636943.98	339523.94	T2085
2089	2282.00	7636937.14	339520.34	T2086
2090	2282.00	7636941.03	339527.45	T2087
2091	2281.03	7636919.27	339518.03	T2088
2092	2281.05	7636912.20	339488.00	T2089
2093	2281.04	7636910.93	339488.17	T2090
2094	2281.04	7636910.92	339490.34	T2091
2095	2281.04	7636910.57	339490.67	T2092
2096	2281.04	7636910.22	339492.36	T2093
2097	2281.03	7636908.00	339496.07	T2094
2098	2281.03	7636907.57	339497.48	T2095
2099	2281.02	7636907.44	339500.38	T2096
2100	2281.01	7636907.97	339505.83	T2097
2101	2281.00	7636903.37	339509.07	T2098
2102	2281.00	7636909.57	339511.61	T2099
2103	2281.00	7636913.15	339510.53	T2100
2104	2280.90	7636914.68	339517.68	T2101

tabla de puntos tn

2105	2280.92	7636913.67	339513.17	T2102
2106	2280.92	7636915.52	339512.60	T2103
2107	2280.93	7636916.63	339509.75	T2104
2108	2280.94	7636918.77	339507.13	T2105
2109	2280.95	7636919.38	339504.49	T2106
2110	2280.97	7636918.85	339499.05	T2107
2111	2280.98	7636918.61	339497.04	T2108
2112	2280.98	7636917.18	339495.04	T2109
2113	2280.99	7636915.42	339494.11	T2110
2114	2280.93	7636938.91	339549.10	T2111
2115	2280.98	7636942.57	339552.05	T2112
2116	2280.05	7636888.66	339519.98	T2113
2117	2280.04	7636888.34	339521.88	T2114
2118	2280.04	7636886.40	339522.05	T2115
2119	2280.04	7636885.63	339523.09	T2116
2120	2280.04	7636884.52	339523.90	T2117
2121	2280.04	7636883.00	339525.68	T2118
2122	2280.04	7636880.23	339525.74	T2119
2123	2280.04	7636877.17	339525.71	T2120
2124	2280.04	7636875.08	339524.70	T2121
2125	2280.03	7636872.82	339523.87	T2122
2126	2280.03	7636871.87	339522.95	T2123
2127	2280.03	7636869.88	339519.15	T2124
2128	2280.03	7636867.07	339516.54	T2125
2129	2280.03	7636864.78	339513.12	T2126
2130	2280.02	7636861.18	339510.46	T2127
2131	2280.01	7636861.22	339483.94	T2128
2132	2280.01	7636862.83	339479.42	T2129
2133	2279.97	7636864.67	339529.48	T2130
2134	2279.97	7636866.62	339532.30	T2131
2135	2279.98	7636869.52	339537.07	T2132
2136	2279.98	7636871.62	339538.08	T2133
2137	2279.98	7636878.84	339540.24	T2134
2138	2279.98	7636884.62	339538.36	T2135
2139	2279.98	7636886.48	339537.79	T2136
2140	2279.99	7636888.44	339537.53	T2137
2141	2279.99	7636892.61	339535.54	T2138
2142	2279.99	7636901.87	339537.18	T2139
2143	2279.99	7636908.18	339542.67	T2140
2144	2280.00	7636916.32	339540.35	T2141
2145	2280.00	7636914.26	339549.09	T2142
2146	2280.00	7636889.19	339526.50	T2143
2147	2281.94	7636965.80	339553.19	T2144
2148	2281.95	7636967.37	339553.16	T2145
2149	2281.96	7636968.34	339555.83	T2146
2150	2281.97	7636968.69	339558.77	T2147
2151	2281.98	7636968.30	339562.40	T2148
2152	2282.00	7636973.06	339564.26	T2149
2153	2280.94	7636936.84	339561.41	T2150
2154	2280.98	7636935.08	339564.87	T2151
2155	2281.00	7636934.79	339566.38	T2152
2156	2323.63	7636789.74	339254.36	T2153
2157	2323.00	7636789.34	339256.54	T2154
2158	2322.50	7636789.05	339258.17	T2155

tabla de puntos tn

2159	2322.00	7636788.77	339259.71	T2156
2160	2321.32	7636788.41	339261.73	T2157
2161	2296.00	7636976.42	339323.14	T2158
2162	2294.37	7636975.21	339309.89	T2159
2163	2294.00	7636974.77	339305.91	T2160
2164	2293.86	7636974.60	339304.33	T2161
2165	2293.71	7636974.37	339302.29	T2162
2166	2293.35	7636973.88	339297.90	T2163
2167	2293.00	7636973.36	339293.18	T2164
2168	2292.70	7636972.87	339288.79	T2165
2169	2291.49	7636970.85	339273.71	T2166
2170	2291.00	7636969.70	339266.80	T2167
2171	2290.88	7636969.40	339265.00	T2168
2172	2290.88	7636969.22	339263.94	T2169
2173	2290.89	7636969.18	339263.66	T2170
2174	2290.70	7636968.51	339259.62	T2171
2175	2290.72	7636968.44	339259.23	T2172
2176	2290.91	7636967.54	339253.84	T2173
2177	2290.88	7636966.95	339250.24	T2174
2178	2280.58	7636863.81	339554.82	T2175
2179	2280.58	7636869.55	339557.71	T2176
2180	2293.90	7636993.70	339450.89	T2177
2181	2294.00	7636993.48	339449.66	T2178
2182	2294.58	7636992.38	339443.26	T2179
2183	2295.00	7636991.64	339438.97	T2180
2184	2295.56	7636990.77	339433.94	T2181
2185	2295.82	7636990.44	339432.01	T2182
2186	2296.00	7636990.22	339430.73	T2183
2187	2296.45	7636989.69	339427.64	T2184
2188	2297.00	7636989.08	339424.13	T2185
2189	2297.41	7636988.62	339421.46	T2186
2190	2297.56	7636988.81	339420.78	T2187
2191	2298.00	7636989.39	339418.72	T2188
2192	2298.56	7636990.10	339416.23	T2189
2193	2299.00	7636990.64	339414.32	T2190
2194	2299.40	7636991.07	339412.81	T2191
2195	2300.00	7636991.84	339410.07	T2192
2196	2300.51	7636992.42	339408.01	T2193
2197	2300.71	7636992.77	339406.80	T2194
2198	2301.00	7636993.23	339405.16	T2195
2199	2301.55	7636994.08	339402.17	T2196
2200	2301.94	7636994.69	339400.00	T2197
2201	2302.00	7636994.85	339399.44	T2198
2202	2302.31	7636995.90	339395.73	T2199
2203	2302.39	7636996.29	339394.33	T2200
2204	2302.50	7636997.08	339391.55	T2201
2205	2302.16	7636995.78	339389.01	T2202
2206	2302.00	7636995.21	339387.90	T2203
2207	2301.32	7636993.29	339384.17	T2204
2208	2301.00	7636992.25	339382.14	T2205
2209	2300.19	7636989.88	339377.53	T2206
2210	2300.00	7636989.19	339376.18	T2207
2211	2299.33	7636986.97	339371.87	T2208
2212	2299.00	7636985.91	339369.80	T2209

tabla de puntos tn

2213	2298.82	7636985.28	339368.57	T2210
2214	2298.44	7636983.09	339364.31	T2211
2215	2298.00	7636981.10	339360.43	T2212
2216	2297.87	7636980.47	339359.21	T2213
2217	2297.50	7636978.90	339356.14	T2214
2218	2297.50	7636978.51	339351.01	T2215
2219	2297.44	7636978.02	339344.45	T2216
2220	2284.55	7637001.38	339556.84	T2217
2221	2284.56	7637001.51	339551.42	T2218
2222	2284.50	7637001.65	339545.13	T2219
2223	2284.49	7637001.81	339538.20	T2220
2224	2284.48	7637001.89	339534.94	T2221
2225	2284.51	7637001.97	339531.40	T2222
2226	2284.55	7637002.05	339528.23	T2223
2227	2284.61	7637002.11	339525.59	T2224
2228	2284.76	7637002.20	339521.60	T2225
2229	2284.91	7637002.28	339518.35	T2226
2230	2284.93	7637002.29	339517.86	T2227
2231	2285.00	7637002.31	339516.76	T2228
2232	2285.64	7637002.49	339509.31	T2229
2233	2286.00	7637002.56	339505.99	T2230
2234	2286.50	7637002.64	339502.74	T2231
2235	2287.00	7637001.95	339498.75	T2232
2236	2287.60	7637001.28	339494.88	T2233
2237	2288.00	7637000.75	339491.78	T2234
2238	2288.66	7636999.99	339487.37	T2235
2239	2289.00	7636999.60	339485.12	T2236
2240	2289.44	7636999.07	339482.03	T2237
2241	2290.00	7636998.50	339478.73	T2238
2242	2290.70	7636997.75	339474.37	T2239
2243	2290.86	7636997.55	339473.26	T2240
2244	2291.00	7636997.41	339472.41	T2241
2245	2291.69	7636996.62	339467.87	T2242
2246	2292.00	7636996.28	339465.85	T2243
2247	2292.80	7636995.36	339460.55	T2244
2248	2293.00	7636995.05	339458.72	T2245
2249	2280.77	7636874.64	339560.26	T2246
2250	2280.79	7636875.62	339560.75	T2247
2251	2280.81	7636876.34	339561.11	T2248
2252	2281.00	7636881.92	339563.91	T2249
2253	2281.36	7636888.31	339567.12	T2250
2254	2281.52	7636890.63	339568.29	T2251
2255	2281.86	7636896.88	339571.42	T2252
2256	2281.95	7636898.38	339572.17	T2253
2257	2282.00	7636899.97	339572.97	T2254
2258	2282.21	7636904.91	339575.45	T2255
2259	2282.25	7636906.20	339576.10	T2256
2260	2282.32	7636910.24	339578.13	T2257
2261	2282.32	7636912.50	339579.26	T2258
2262	2282.31	7636920.77	339583.42	T2259
2263	2282.31	7636922.98	339584.52	T2260
2264	2282.32	7636924.33	339585.20	T2261
2265	2282.40	7636926.84	339586.46	T2262
2266	2282.53	7636929.53	339587.81	T2263

tabla de puntos tn

2267	2282.62	7636931.04	339588.57	T2264
2268	2283.00	7636935.63	339590.87	T2265
2269	2283.36	7636940.96	339593.55	T2266
2270	2283.61	7636943.91	339595.03	T2267
2271	2283.80	7636951.35	339598.77	T2268
2272	2284.00	7636955.14	339600.67	T2269
2273	2284.00	7636955.24	339600.72	T2270
2274	2284.01	7636955.30	339600.75	T2271
2275	2285.00	7636967.60	339606.92	T2272
2276	2285.04	7636971.16	339602.61	T2273
2277	2285.01	7636971.71	339601.94	T2274
2278	2285.01	7636972.12	339601.45	T2275
2279	2285.00	7636972.78	339600.65	T2276
2280	2284.99	7636973.06	339600.31	T2277
2281	2284.85	7636773.43	339352.86	T2278
2282	2284.00	7636773.20	339356.39	T2279
2283	2283.33	7636772.96	339359.91	T2280
2284	2283.00	7636772.86	339361.50	T2281
2285	2282.12	7636772.48	339367.24	T2282
2286	2282.00	7636772.43	339367.92	T2283
2287	2281.93	7636772.18	339371.76	T2284
2288	2281.89	7636771.89	339376.08	T2285
2289	2281.86	7636771.86	339376.55	T2286
2290	2281.63	7636771.27	339385.39	T2287
2291	2281.57	7636771.17	339386.99	T2288
2292	2281.35	7636770.67	339394.46	T2289
2293	2281.29	7636770.56	339396.15	T2290
2294	2281.00	7636770.09	339403.22	T2291
2295	2281.00	7636770.04	339403.95	T2292
2296	2281.00	7636769.97	339405.04	T2293
2297	2281.00	7636769.94	339405.56	T2294
2298	2281.00	7636769.90	339406.05	T2295
2299	2281.00	7636769.89	339406.26	T2296
2300	2281.00	7636769.88	339406.34	T2297
2301	2281.00	7636769.87	339406.60	T2298
2302	2281.00	7636769.59	339410.75	T2299
2303	2281.01	7636769.32	339414.76	T2300
2304	2281.01	7636769.25	339415.81	T2301
2305	2281.00	7636768.76	339423.32	T2302
2306	2280.70	7636768.56	339426.33	T2303
2307	2280.00	7636768.14	339432.60	T2304
2308	2279.59	7636770.26	339435.73	T2305
2309	2279.00	7636772.97	339439.75	T2306
2310	2278.95	7636773.36	339440.32	T2307
2311	2278.63	7636776.97	339445.66	T2308
2312	2278.55	7636778.69	339448.21	T2309
2313	2278.46	7636781.06	339451.72	T2310
2314	2278.44	7636782.84	339454.35	T2311
2315	2278.41	7636784.68	339457.07	T2312
2316	2278.44	7636786.53	339459.81	T2313
2317	2278.41	7636788.35	339462.51	T2314
2318	2278.44	7636789.95	339464.88	T2315
2319	2278.51	7636791.12	339466.61	T2316
2320	2278.59	7636792.56	339468.74	T2317

tabla de puntos tn

2321	2278.74	7636794.51	339471.63	T2318
2322	2279.00	7636796.92	339475.19	T2319
2323	2279.12	7636798.23	339477.14	T2320
2324	2279.21	7636799.33	339478.76	T2321
2325	2279.99	7636807.56	339490.94	T2322
2326	2279.99	7636807.65	339491.08	T2323
2327	2280.00	7636808.28	339492.00	T2324
2328	2280.08	7636811.46	339496.72	T2325
2329	2280.37	7636814.75	339501.59	T2326
2330	2280.47	7636815.97	339503.39	T2327
2331	2280.59	7636817.96	339506.34	T2328
2332	2280.66	7636819.25	339508.24	T2329
2333	2280.60	7636821.29	339511.27	T2330
2334	2280.65	7636822.10	339512.47	T2331
2335	2280.64	7636823.29	339514.23	T2332
2336	2280.63	7636827.03	339519.76	T2333
2337	2280.88	7636831.63	339526.58	T2334
2338	2280.91	7636832.36	339527.65	T2335
2339	2280.92	7636832.63	339528.05	T2336
2340	2280.89	7636834.60	339530.97	T2337
2341	2280.88	7636835.12	339531.73	T2338
2342	2280.83	7636836.26	339533.42	T2339
2343	2280.86	7636839.78	339538.63	T2340
2344	2281.00	7636849.62	339547.70	T2341
2345	2281.00	7636850.40	339548.09	T2342
2346	2280.81	7636854.85	339550.32	T2343
2347	2280.79	7636855.99	339550.89	T2344
2348	2296.00	7636909.63	339260.65	T2345
2349	2296.70	7636906.17	339263.75	T2346
2350	2297.00	7636904.80	339264.98	T2347
2351	2297.23	7636903.69	339265.97	T2348
2352	2297.52	7636902.84	339266.11	T2349
2353	2298.00	7636901.50	339266.33	T2350
2354	2298.84	7636899.18	339266.73	T2351
2355	2299.00	7636898.76	339266.80	T2352
2356	2299.15	7636898.35	339266.86	T2353
2357	2300.00	7636896.00	339267.26	T2354
2358	2300.48	7636894.69	339267.48	T2355
2359	2301.00	7636893.33	339267.71	T2356
2360	2301.98	7636890.72	339268.15	T2357
2361	2302.00	7636890.67	339268.16	T2358
2362	2302.02	7636890.62	339268.17	T2359
2363	2303.00	7636887.75	339268.65	T2360
2364	2303.58	7636886.20	339268.91	T2361
2365	2304.00	7636885.17	339269.08	T2362
2366	2304.99	7636882.24	339269.58	T2363
2367	2305.00	7636882.20	339269.58	T2364
2368	2305.04	7636882.06	339269.61	T2365
2369	2306.00	7636878.99	339270.12	T2366
2370	2306.49	7636877.36	339270.40	T2367
2371	2307.00	7636875.74	339270.67	T2368
2372	2307.98	7636871.93	339271.31	T2369
2373	2308.00	7636871.87	339271.32	T2370
2374	2308.01	7636871.84	339271.33	T2371

tabla de puntos tn

2375	2309.00	7636866.94	339272.15	T2372
2376	2309.01	7636866.92	339272.16	T2373
2377	2309.02	7636866.83	339272.17	T2374
2378	2309.48	7636863.30	339272.76	T2375
2379	2290.94	7636957.69	339246.09	T2376
2380	2290.84	7636954.42	339246.13	T2377
2381	2291.00	7636951.34	339246.16	T2378
2382	2291.08	7636950.48	339246.17	T2379
2383	2291.39	7636946.57	339246.21	T2380
2384	2292.00	7636939.18	339246.29	T2381
2385	2292.07	7636938.61	339246.30	T2382
2386	2292.18	7636937.90	339246.30	T2383
2387	2292.67	7636934.38	339246.34	T2384
2388	2293.00	7636932.50	339246.36	T2385
2389	2293.35	7636930.56	339246.38	T2386
2390	2294.00	7636927.57	339246.42	T2387
2391	2294.50	7636925.52	339246.44	T2388
2392	2294.67	7636919.69	339251.65	T2389
2393	2294.81	7636918.00	339253.16	T2390
2394	2295.00	7636916.37	339254.62	T2391
2395	2295.43	7636912.68	339257.92	T2392
2396	2297.32	7636977.73	339340.58	T2393
2397	2297.09	7636977.27	339334.52	T2394
2398	2297.04	7636977.22	339333.89	T2395
2399	2297.00	7636977.19	339333.45	T2396
2400	2296.36	7636976.63	339326.06	T2397
2401	2284.98	7636973.13	339600.22	T2398
2402	2284.79	7636975.08	339597.87	T2399
2403	2284.57	7636976.95	339595.60	T2400
2404	2284.28	7636979.08	339593.02	T2401
2405	2284.00	7636981.44	339590.16	T2402
2406	2283.89	7636982.33	339589.08	T2403
2407	2283.89	7636982.67	339588.67	T2404
2408	2283.73	7636986.99	339583.44	T2405
2409	2283.74	7636990.62	339579.04	T2406
2410	2283.76	7636991.31	339578.21	T2407
2411	2284.00	7636993.37	339575.72	T2408
2412	2284.02	7636993.95	339575.01	T2409
2413	2284.03	7636995.07	339573.66	T2410
2414	2284.26	7636997.85	339570.28	T2411
2415	2284.50	7637001.16	339566.28	T2412
2416	2284.51	7637001.30	339560.24	T2413

ANEXOS A.3

LEVANTAMIENTO HIDROLÓGICO E

HIDRAULICO

ESTACIONES QUE SE ENCUENTRAN CERCA DEL ÁREA DE LA CUENCA

PRECIPITACION MAXIMA DIARIA (mm)

Estación: YESERA NORTE

Provincia: CERCADO

Departamento: TARIJA

Lat. S.: 21° 22' 20"

Long. W.: 64° 33' 03"

Altura: 2.277 m.s.n.m.

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	Maxima
1977	33,7	37,0	42,0	10,0	9,0	0,6	0,0	19,0	10,5	16,0	30,0	12,3	42,0
1978	11,0	38,0	16,6	20,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	21,4	15,0	24,3	38,0
1979	53,2	26,3	23,6	9,4	2,5	12,5	10,0	0,0	2,2	20,0	19,4	27,3	53,2
1980	25,3	34,2	25,0	11,0	8,0	0,5	0,0	10,3	0,0	19,0	17,5	42,3	42,3
1981	50,0	73,0	34,0	15,3	1,5	1,0	2,5	4,0	3,5	4,0	15,0	55,2	73,0
1982	24,0	23,0	23,0	19,0	2,4	0,0	0,0	0,0	2,3	14,2	28,0	40,2	40,2
1983	35,2	27,0	10,0	4,0	3,3	0,0	5,5	1,5	11,0	20,0	18,0	15,0	35,2
1984	49,0	19,3	97,0	0,0	0,0	0,0	0,0	32,2	0,0	33,5	28,5	22,3	97,0
1985	19,3	43,0	27,5	20,0	3,0	0,0	1,5	14,0	5,3	35,0	46,0	40,0	46,0
1986	35,0	60,5	30,5	55,0	0,0	0,0	0,0	0,0	8,0	20,0	22,5	68,0	68,0
1987	48,2	26,5	21,0	28,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	16,3	46,2	24,0	48,2
1991	43,0	54,0	67,0	2,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	17,0	11,0	24,0	67,0
1992	52,0	18,0	7,0	4,5	0,0	0,0	0,0	0,0	7,0	7,0	49,0	40,0	52,0
1993	37,0	28,0	34,0	10,0	0,0	0,0	1,0	0,0	3,0	22,0	50,0	71,0	71,0
1994	27,5	23,5	11,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	11,0	19,0	24,0	49,5	49,5
1995	51,0	23,0	19,0	4,5	5,0	0,0	2,0	0,0	15,0	8,0	17,5	24,5	51,0
1996	0,0	12,5	33,5	12,5	13,5	0,0	0,0	9,0	9,0	6,5	15,5	49,0	49,0
1997	26,0	47,5	17,5	5,0	0,0	1,0	0,0	5,0	6,0	24,5	26,0	32,0	47,5
1998	51,5	23,0	31,0	9,0	3,0	6,0	2,0	2,5	3,0	9,0	23,0	55,0	55,0
1999	46,0	52,5	36,0	16,0	2,5	0,0	0,0	3,0	12,0	29,5	6,5	16,0	52,5
2000	69,0	27,0	31,0	21,0	2,0	0,0	0,0	0,5	0,0	9,5	14,0	22,0	69,0
2001	47,0	29,0	25,5	9,0	1,5	4,5	0,0	14,0	9,5	9,5	12,5	40,0	47,0
2002	12,0	59,0	48,0	7,5	3,5	3,0	0,0	1,0	0,0	35,0	11,0	24,0	59,0
2003	24,0	39,0	45,0	3,5	2,5	0,0	0,0	0,0	4,5	25,0	11,0	45,0	45,0
2004	28,5	27,0	15,5	6,5	5,5	2,5	3,0	2,5	5,0	8,0	24,5	30,0	30,0
2005	29,5	52,5	14,5	5,0	1,5	0,0	0,5	2,5	5,0	6,0	15,5	40,0	52,5
2006	26,5	43,5	23,0	11,0	3,0	0,0	5,0	0,0	3,0	9,5	28,0	23,0	43,5
2007	56,0	15,0	20,5	10,0	2,0	0,0	0,0	2,0	5,0	20,0	28,5	27,0	56,0
2008	23,5	17,0	20,0	17,0	0,0	0,0	0,0	4,0	3,5	8,5	21,0	68,0	68,0
2009	40,0	25,0	29,0	16,0	2,0	0,5	0,0	3,5	4,0	13,0	20,0	35,0	40,0
2010	40,0	43,0	22,0	15,0	11,0	2,5	1,0	3,0	5,5	4,5	8,5	25,0	43,0
2011	41,0	64,5	46,0	21,5	5,5	1,5	0,0	0,0	1,5	22,5	14,0	24,5	64,5
2012	35,0	28,0	25,0	16,0	0,0	0,0	2,0	2,5	3,0	11,0	29,0	26,5	35,0
2013	53,0	31,0	15,5	7,0	4,7	4,5	0,0	10,0	0,0	9,5	15,0	30,0	53,0
2014	43,5	30,5	11,0	4,0	3,0	2,5	0,0	4,5	3,0	26,0	37,0	25,5	43,5
2015	54,0	55,0	36,0	17,0	1,5	2,0	1,5	0,0	1,0	30,0	23,1	19,5	55,0
2016	30,2	34,5	20,5	30,4	1,2	0,2	0,0	7,2	7,1	32,7	18,1	17,0	34,5
2017	30,3	59,2	53,3	8,8	0,0	0,0	0,0	0,0	14,0	3,0	9,3	29,0	59,2
2018	33,0	21,5	28,5	10,0	2,5	0,3	1,2	1,5	6,0	31,5	12,7	47,0	47,0
2019	17,0	53,0	13,0	23,5	4,0	1,5	34,0	2,5	2,0	17,8	8,5	28,5	53,0
2020	19,2	31,0	33,2	3,0	4,0	2,0	0,0	0,0	12,0	12,0	33,0	56,5	56,5
2021	47,0	29,0	16,0	16,5	3,0	1,0	2,0	1,5	10,2	3,1	24,5	36,0	47,0
2022	55,0	38,4	26,0	8,0	2,7	0,0	1,5	1,0	1,7	4,1	24,5	0,0	55,0
MEDIA	69,0	73,0	97,0	55,0	13,5	12,5	34,0	32,2	15,0	35,0	50,0	71,0	97,0

3. ESTUDIO HIDROLÓGICO.

3.1. Cálculo del caudal máximo (Método de Gumbell Modificado).

Se consideran las estaciones que se encuentran más cerca al área de aporte de la cuenca ya que no se cuenta con ninguna en la cuenca de estudio.

Los datos siguientes fueron extraídos de la información pluviométrica del Servicio Nacional de trabajo Meteorología e Hidrología SENAMHI el cual se encuentran anexadas al presente.

De estas se extraen las precipitaciones máximas anuales registradas en 24 hrs.

AÑO	PRECIPITACIÓN (mm)
1977	42,00
1978	38,00
1979	53,20
1980	42,30
1981	73,00
1982	40,20
1983	35,20
1984	97,00
1985	46,00
1986	68,00
1987	48,20
1991	67,00
1992	52,00
1993	71,00
1994	49,50
1995	51,00
1996	49,00
1997	47,50
1998	55,00
1999	52,50
2000	69,00
2001	47,00
2002	59,00
2003	45,00
2004	30,00
2005	52,50
2006	43,50
2007	56,00
2008	68,00
2009	40,00
2010	43,00
2011	64,50
2012	35,00

2013	53,00
2014	43,50
2015	55,00
2016	34,50
2017	59,20
2018	47,00
2019	53,00
2020	56,50
2021	47,00
2022	55,00
T DATOS	43,000
MEDIA	51,949
DESV EST	12,582
E	46,287
K	0,488

3.1.1. Determinación características estadísticas.

$$Ed = \frac{E_1 * n_1 + E_2 * n_2 + E_n * n_n}{n_1 + n_2 + + n_n}$$

Donde :

Ed = Moda Ponderada

n = Nro. de datos de cada estación

Ed = 46,287

E = Moda de la estación

$$Kd = \frac{K_1 * n_1 + K_2 * n_2 + + K_n * n_n}{n_1 + n_2 + + n_n}$$

Donde :

Kd = característica ponderada

Kd = 0,488

3.1.2. Determinación de la lluvia diaria.

$$hdT = Edp * (1 + Kdp * \log T)$$

Donde :

hdT = Altura de lluvia diaria (mm)

Edp = Moda ponderada

Kdp = Característica ponderada

T = Periodo de retorno

T (años)	10	25	50	75	100	125
hdT (mm)	68,88	77,86	84,66	88,64	91,46	93,65

* Para poder calcular la altura de lluvia horaria necesitamos conocer el tiempo de concentración (Tc) lo cual determinamos mediante diferentes ecuaciones y escogemos el que mejor se ajuste a la cuenca.

Cota mas alta = 2478,0 m
Cota mas baja = 2289,9 m

Pendiente = 0,099 m/m
Longitud del río = 1,895 km
Área de la cuenca = 6,036 km²
Perimetro cuenca = 15,254 km
Desnivel = 188,1 m

* CALIFORNIA

$$T_c = 0,066 * \left(\frac{L}{\sqrt{J}} \right)^{0,77} \quad T_c = 0,263 \quad \text{hr}$$

* VENTURA Y HERAS

$$T_c = 0,05 * \sqrt{\frac{A}{J}} \quad T_c = 0,390 \quad \text{hr}$$

* GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4 * \sqrt{A} + 1,5 * L}{25,3 * \sqrt{J * L}} \quad T_c = 1,155 \quad \text{hr}$$

$T_c = 0,263 \quad \text{hr}$

* TEMEZ

$$T_c = 0,3 * \left(\frac{L}{J^{0,25}} \right)^{0,76} \quad T_c = 0,756 \quad \text{hr}$$

* KIRPICH

$$T_c = 0,0195 * \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385} \quad T_c = 0,264 \quad \text{hr}$$

3.1.3. Determinación de altura de lluvia horaria.

$$htT = Edp * \left(\frac{t}{\alpha} \right)^\beta * (1 + Kdp * \log T)$$

htT = Altura de lluvia horaria (mm)

t = Duración de la lluvia (hr).

Como es una cuenca pequeña:

$$t = T_c$$

α = Equivalente de lluvia diaria

$$\alpha = 12 \quad \text{Para Área de cuenca} > 20 \text{ Km}^2$$

$$\alpha = 2 \quad \text{Para Área de cuenca} < 20 \text{ Km}^2$$

$\beta =$ Expresión que representa la pendiente de la recta de los valores modales.

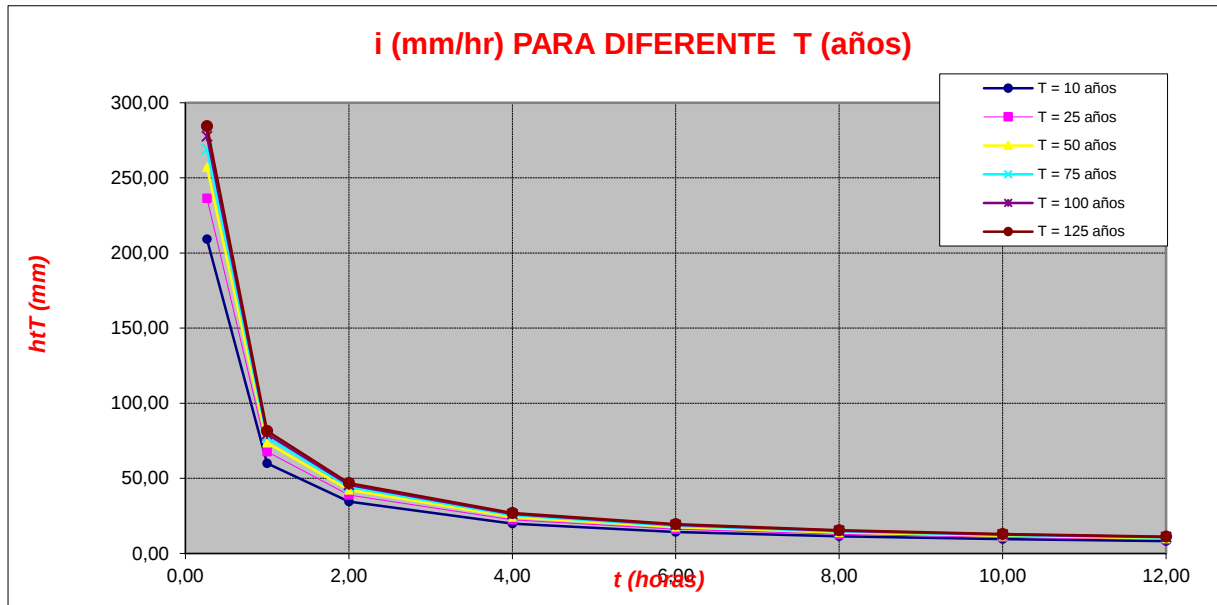
$$b = 0,2 \quad (\text{ Se recomienda })$$

T Años	HORAS								
	$t = 0,01$	$t = 0,26$	$t = 1$	$t = 2$	$t = 4$	$t = 6$	$t = 8$	$t = 10$	$t = 12$
10	0,00	45,92	59,96	68,88	79,12	85,80	90,88	95,03	98,56
25	0,00	51,91	67,78	77,86	89,44	97,00	102,74	107,43	111,42
50	0,00	56,45	73,70	84,66	97,25	105,47	111,71	116,81	121,15
75	0,00	59,10	77,17	88,64	101,82	110,42	116,96	122,30	126,84
100	0,00	60,98	79,62	91,46	105,06	113,94	120,69	126,19	130,88
125	0,00	62,44	81,53	93,65	107,58	116,67	123,57	129,21	134,01

Ahora determinamos las intensidades menores a las dos horas para diferentes periodos de retorno.

$$i_{\max} = \frac{htT}{Tc} =$$

T Años	$i \text{ (mm/hr)}$								
	$t = 0,01$	$t = 0,26$	$t = 1$	$t = 2$	$t = 4$	$t = 6$	$t = 8$	$t = 10$	$t = 12$
10	0,00	209,15	59,96	34,44	19,78	14,30	11,36	9,50	8,21
25	0,00	236,45	67,78	38,93	22,36	16,17	12,84	10,74	9,29
50	0,00	257,10	73,70	42,33	24,31	17,58	13,96	11,68	10,10
75	0,00	269,18	77,17	44,32	25,46	18,40	14,62	12,23	10,57
100	0,00	277,75	79,62	45,73	26,27	18,99	15,09	12,62	10,91
125	0,00	284,40	81,53	46,83	26,89	19,44	15,45	12,92	11,17



3.1.4. Determinación del caudal de crecida.

Por referirse a una cuenca pequeña, usaremos el método racional.

Según información obtenida en otros estudios cercanos al lugar de estudio dado que las condiciones naturales son similares $C = 0,3$

$$i_{max} = 277,75 \text{ mm/hr}$$

Q = caudal max en m^3/sg

C = coeficiente de escorrentía spfal. =

0,3 Tomada porq es una zona boscosa

i = intensidad max en mm/hr

A = área de la cuenca en Km^2

$$Q = \frac{C * i * A}{3.6} = 139,71 \text{ m}^3/\text{seg}$$

3.2. Cálculo del caudal máximo (Mét. del hidrograma Triangular).-

Mockus desarrollo un hidrograma unitario sintético de forma triangular que lo usa el SCS (Soil Conservation Service), el cual es otro método que utilizaremos para determinar el caudal de crecida. Este método proporciona los parámetros fundamentales del hidrograma que son: Caudal pico (Q_p), tiempo base (tb) y el tiempo que se produce hasta la punta o pico (tp).

La ecuación del caudal pico es:

$$Q_p = 0.5556 * \frac{hpe * A}{tb}$$

donde:

A = área de la cuenca (Km^2)= **6,036 Km^2**

hpe = altura de precipitación efectiva (mm) = **60,98 mm**

tb = tiempo base o duración total del escurrimiento directo (hr)

Q_p = caudal pico o máximo (m^3/sg)

Analizando varios hidrogramas, Mockus concluye que el tiempo base y el tiempo hasta el pico se relaciona mediante la siguiente expresión:

$$tb = 2.67 * tp$$

que a su vez, el tiempo hasta el pico se expresa como:

donde:

$$tp = \frac{de}{2} + tr$$

tp = tiempo pico, en hr

tr = tiempo de retraso, en hr

de = duración en exeso, en hr

El tiempo de retraso, se estima mediante el tiempo de concentración en horas (tc) de la siguiente forma:

$$tr = 0.6 * tc$$

Ademas, la duración en exeso que es con la que se tiene mayor caudal pico, se lo determina mediante la siguiente ecuación:

$$de = 2 * \sqrt{tc}$$

$$tc = 0,26 \text{ hr}$$

$$de = 1,03 \text{ hr}$$

reemplazando en la anterior ecuación:

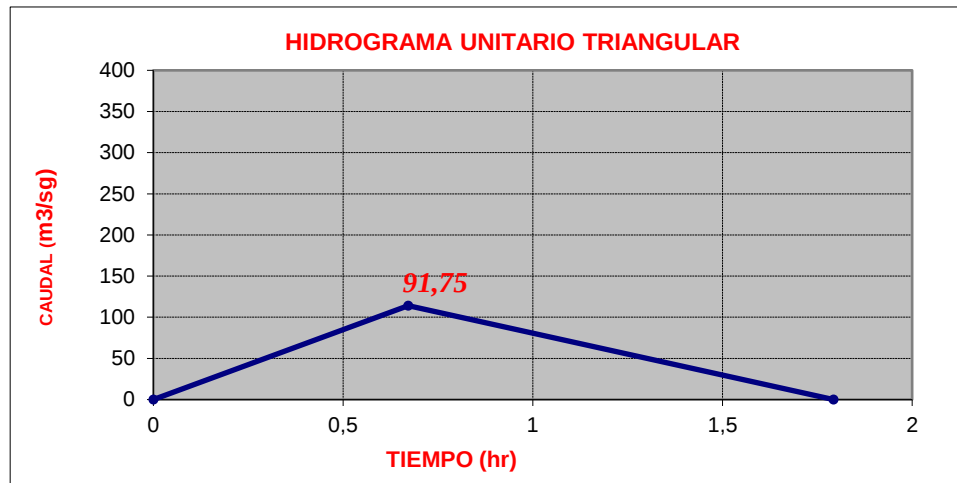
$$tr = 0,16 \text{ hr}$$

$$tp = 0,67 \text{ hr}$$

$$tb = 1,79 \text{ hr}$$

Finalmente obtenemos un caudal máximo de:

$$Q_P = 114,09 \text{ m}^3/\text{sg}$$



Por lo tanto decimos que el máximo caudal que circula por la quebrada es de según el método es:

$$Q_{max} = 114,09 \text{ m}^3/\text{seg}$$

3.3. Cálculo del caudal máximo (Formulas Empirica).

Área de la cuenca = 6,036 km²

Autor	Formula	Qmax (m ³ /sg)	OBS
Pagliand	$Q = \left(\frac{2900}{A+90}\right)*A$	127,59	*
Forti	$Q = 3,25 * \left(\frac{500}{A+125} + 0,5\right)*A$	84,66	
Fanning	$Q = 2,5 * A^{\frac{5}{6}}$	11,18	
Dickens	$Q = 6,9 * A^{\frac{3}{4}}$	26,57	
Ganguillet	$Q = \frac{25A}{5 + A^{0,5}}$	20,24	
Kuichling	$Q = A \left(\frac{1246}{A + 440} + 0,22 \right)$	18,19	
G. Guijarro	$Q = 17 * A^{\frac{2}{3}}$	56,36	
Valentini	$Q = 27 * A^{0,5}$	66,33	

* Tomaremos en cuenta la formula de Pagliand ya que se asemeja a los valores de los anteriores de caudales.

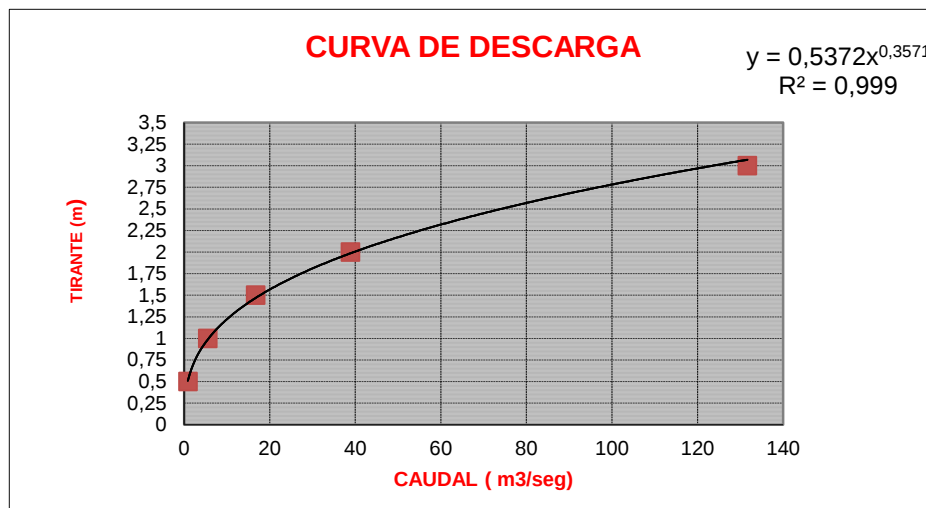
$$Q_{max} = 127,59 \text{ m}^3/\text{sg}$$

3.4. Cálculo del Tirante Maximo.

3.4.1. Curva de descarga del Rio.

S = **0,108** m/m
n = **0,030** coeficiente de rugosidad

Y (m)	A (m2)	P (m)	Rh (m)	Q (m3/s)
0,50	0,250	1,41	0,18	0,863
1,00	1,000	2,83	0,35	5,478
1,50	2,380	4,63	0,51	16,730
2,00	4,500	6,43	0,70	38,857
3,00	11,750	11,36	1,03	131,644



$$Y = 0,5372.Q^{0,3571}$$

Metodo de Caudales	T (años)	Q (m3/s)	Y (m)
Gumbell	100	139,71	3,13
H. U.	100	114,09	2,92
Formulas Empirica	100	127,59	3,03

De los metodos mencionados anteriormente, adoptaremos el mayor de los Metodos

Metodo de Caudales	Q (m3/s)	Y (m)
Gumbell	139,71	3,13

$$Q_{max} = 139,71 \text{ m}^3/\text{sg}$$

$$Y_{max} = 3,13 \text{ m}$$

Por la vegetacion uno puede verificar, hasta q nivel maximo llego la maxima crecida.

3.5. Cálculo de la Socavacion.

3.5.1. Lacey.

El metodo de Lacey nos determina directamente la socavacion maxima para el caudal de diseño.

Datos:

Qmax=	139,71	Caudal de diseño	m3/seg
T=	27,00	Ancho del Rio (m)	
Ymax=	3,13	Tirante de crecida (m)	
S=	0,108	Pendiente del rio (m/m)	



$$D_s = 1,35 \cdot \left(\frac{q^2}{f} \right)^{1/3}$$

$$D_{sa} = K_{sa} \cdot D_s$$

$$d_{sa} = D_{sa} - Y_{\max}$$

q = Caudal Unitario (m3/seg/m)

$$q = \frac{Q_{\max}}{T} = 5,17 \quad \text{m3/seg/m}$$

f = Factor de Lacey de una muestra representativa del material del lecho

Material	Valor de f
Rocas masivas (diametro 70 cm)	40
Rocas	38
Pedrones y Lajas	20
Piedras y Lajas	6
Piedras pequeñas y Gravas gruesas	4,7
Arenas Gruesas	1,52
Arenas Medianas	1,3
Limos Standart	1
Limos Finos	0,85

Utilizaremos el factor de Lacey de tabla ya que tenemos Arena gruesa = **1,5**

Ds= Profundidad de Socavacion por debajo de la Superficie de agua a la Maxima Crecida.

$$D_s = 1,35 \cdot \left(\frac{q^2}{f} \right)^{1/3} = 3,51 \quad \text{m}$$

Dsa= Profundidad de Socavacion ajustada medida desde la Superficie del agua a la maxima crecida, en m.

Geometria del rio	Ksa
Tramo recto y curvas moderadas	1,5
Angulos rectos y curvas pronunc	2
Aguas arriba de la pila	2
Aguas arriba de los deflectores	2,5

Ksa = 1,5 Factor de ajuste de socavacion en funcion del tipo de tramo del rio.

$$D_{sa} = K_{sa} \cdot D_s = 5,27 \text{ m}$$

dsa= Profundidad de socavacion por debajo del rio, en m.

La profundidad de socavacion por debajo del lecho del rio, se obtiene substrayendo el tirante Dsa:

$$d_{sa} = D_{sa} - Y_{\max} = 2,13 \text{ m}$$

METODO	h (m)
Lacey	2,13
Hire	2,15

3.5.2. FORMULA DE HIRE

Es una ecuación desarrollada a partir de datos del Cuerpo de Ingenieros Militares de los Estados Unidos para hallar el valor de la socavación en la punta de espolones construidos en el Río Mississippi. Esta ecuación solo es aplicable cuando el estribo se encuentra dentro del cauce principal (Guevara Álvarez 2013).

$$Y_s = 4 * Y_n * \left(\frac{K_1}{0,55} \right) * K_2 * Fr^{0,33}$$

Donde:

K1 = Coeficiente por forma del estribo.

K2 = Coeficiente por ángulo del terraplén de acceso al flujo

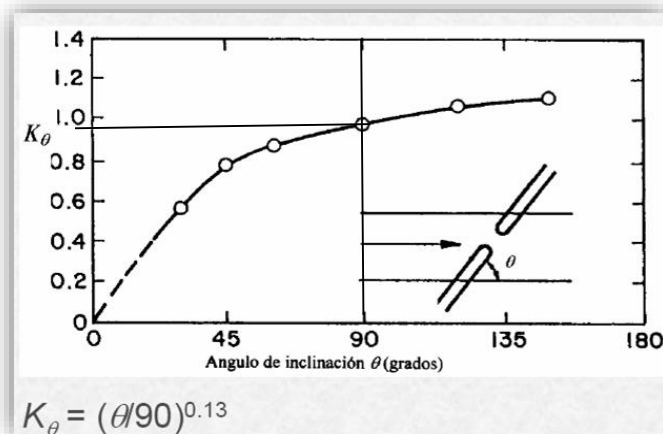
Fr = Número de Froude del flujo de aproximación aguas arriba del estribo

yn = Profundidad media de flujo en la planicie de inundación

K1= 1

DESCRIPCION	Kf
Estribo con pared vertical	1
Estribo con pared vertical y aletas	0,82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0,55

Θ = 90
K2= 0,87



Qmax =

139,71
27,00

 m3/s

Caudal maximo de crecida

L= 9,50 m

Ancho del río en el lugar de emplazamiento de la obra de toma

Yn = 3,13 m

Fr= 0,30

Ys= 2,16 m

ANEXOS A.4
MEMORIAS DE CÁLCULOS Y
DISEÑOS

4.- DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA E INFRAESTRUCTURA

4.1.-Predimensionamiento

Datos:

Carga viva:	HL-93
Numero de carriles:	2
Ancho de calzada:	7,3 m
Luz de calculo:	30 m

4.1.1. Justificación del ancho de calzada del puente y número de carriles de diseño.

Especificaciones de norma.

* En el artículo 2.3.3.2 de la norma AASHTO LRFD nos dice:

El ancho del puente no debe ser menor que el ancho de la sección de la carretera de acceso.

* Si la calzada del puente fuese diseñada más ancho que el ancho de la calzada de los accesos los vehículos que acceden a ella estarían propensos a descarrilamientos.

* En el artículo 3.6.1.1.1 de la norma AASHTO LRFD nos dice:

Los anchos de calzada comprendidos entre 6000 y 7200 mm deberán tener dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de

Conclusión.

De acuerdo a un estudio reciente y aprobación de desarrollo urbano y rural del departamento de Tarija, se toma de este proyecto un ancho de calzada de 7,3 m.

4.1.2.- Predimensionamiento de las vigas de H° P°.

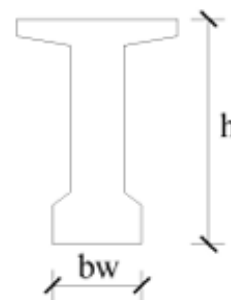
Datos:

Luz de la viga: 30 m

Canto de la seccion

Tomar la altura de la viga entre:

$$\frac{L}{22} \leq h \leq \frac{L}{17}$$

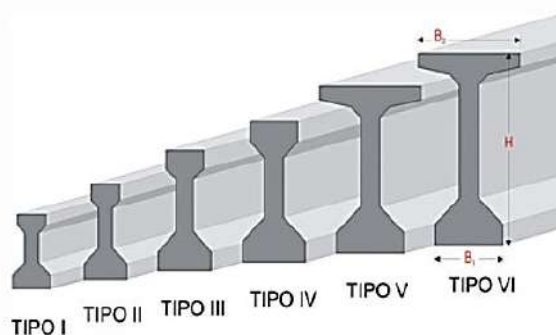


Sección de viga recomendada por la norma AASHTO.

Posibles soluciones:

*Sección tipo V para luces desde 27 m hasta 36 m

Propiedades de secciones de traves AASHTO para puentes					
Tipo	H (cm)	B1 (cm)	B2 (cm)	Claro (m)	A (cm²)
I	71	40	30	10 a 13	1,743
II	91	45	30	12 a 18	2,325
III	115	56	40	16 a 24	3,629
IV	135	66	50	21 a 30	4,974
V	160	71	107	27 a 36	6,463
VI	183	71	107	33 a 42	6,923



La sección probable a elegir sera la sección TIPO V con un ala de 1,06 m y 1,60 m de peralte y una base de 0,71 m.

Además sabemos que para hormigón pretensado la altura recomendable para el predimensionamiento de vigas es:

$$H_{viga} = \frac{L}{17} = 1,76 \text{ m} \quad H_{viga} = \frac{L}{22} = 1,36 \text{ m} \quad H_{viga} = 0,045 \cdot L = 1,35 \text{ m}$$

Finalmente utilizamos la altura más adecuada despues de varias iteraciones de calculo

$$H_{viga} = 1,70 \text{ m}$$

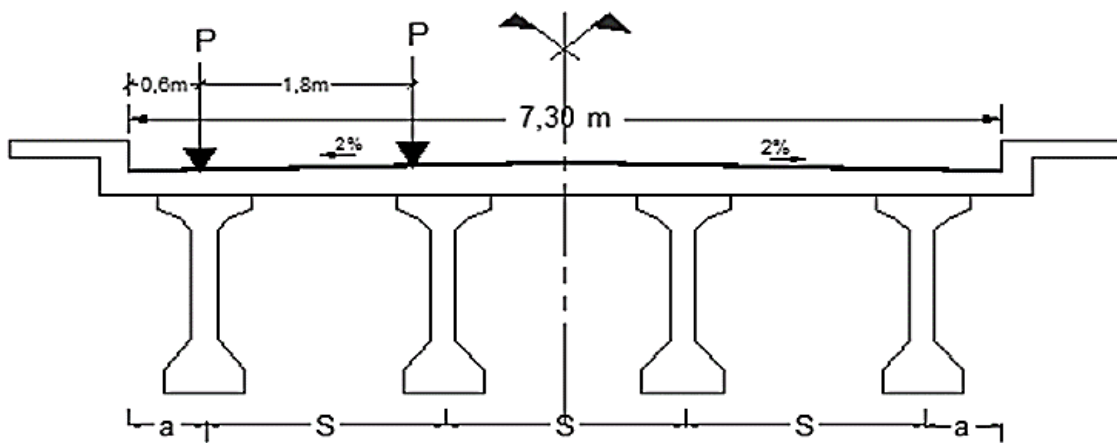
4.1.3.- Número de vigas.

* Para un puente viga-losa se recomienda un número de vigas en función al número de carriles:

N° carriles	N° de vigas
1	2-3
2	3-4

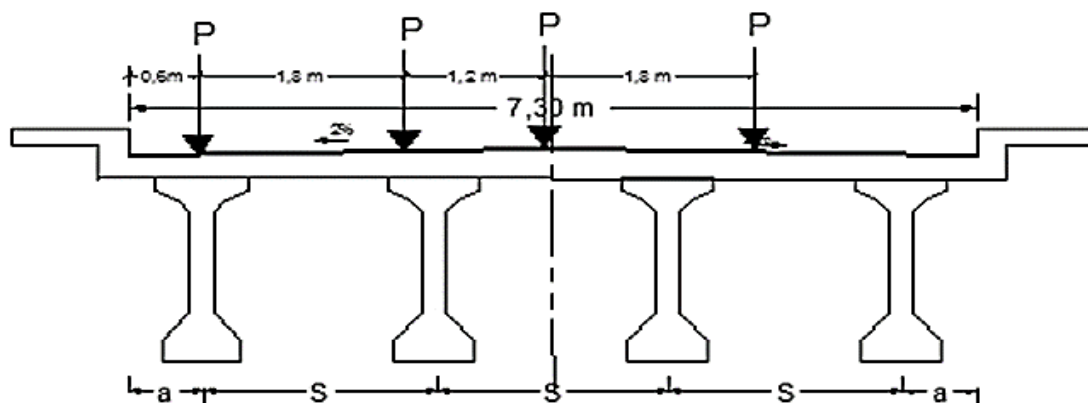
* Se adoptarán 4 vigas para 2 carriles.

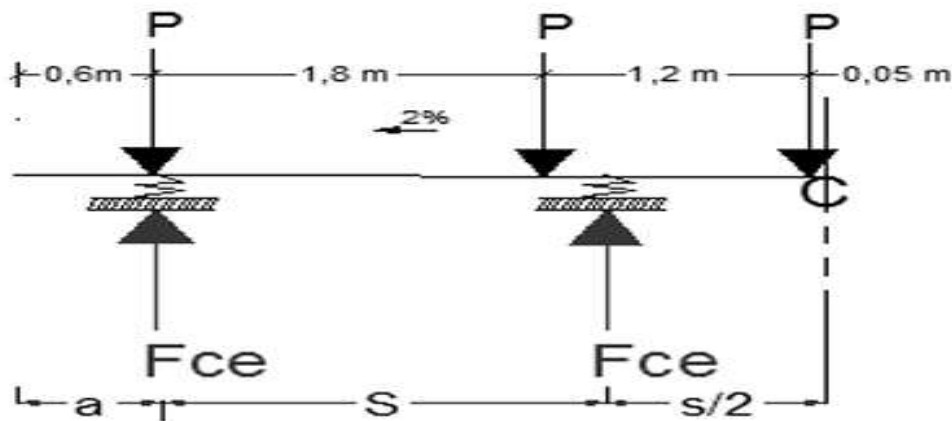
4.1.4.- Calculo de separacion entre vigas "s"



* Primero se definirá las fracciones de carga exterior como interior

**fracción de carga externa (fce)





Para la unidad de carga es decir $P = 1$

$$\sum M_c = 0$$

$$f_{ce} \cdot \frac{3}{2} \cdot s + f_{ce} \cdot \frac{1}{2} \cdot s = (3 + 0,05) + (1,2 + 0,05) + 0,05$$

$$f_{ce} = \frac{(3 + 0,05) + (1,2 + 0,05) + 0,05}{2 \cdot s}$$

Para encontrar la separación entre vigas se igualan las fracciones de carga exterior con la fracción de carga interior.

****fracción de carga interna (fci)** $f_{ce} = K \cdot s$

Para hallar la fracción de carga interna se debe usar la siguiente expresión:

donde:

$K = 0,596$ Para vigas I de acero o de H° P°

(Pag-78)

Hugo-Belmonte

Entonces la ecuación se reduce a la siguiente expresión:

$$f_{ce} = 0,596 \cdot s$$

****Igualando las fracciones de carga:**

$$f_{ce} = f_{ci}$$

$$\frac{(3 + 0,05) + (1,2 + 0,05) + 0,05}{2 \cdot s} = 0,596 \cdot s$$

$$\frac{4,35}{2 \cdot s} = 0,596 \cdot s \quad \longrightarrow \quad s^2 = \frac{4,35}{2 \cdot 0,596} \quad \longrightarrow \quad s^2 = \sqrt{\frac{4,35}{2 \cdot 0,596}}$$

constructivamente

$$\begin{aligned} S &= 1,91 \text{ m} \\ a &= 0,79 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= 2,00 \text{ m} \\ a &= 0,65 \text{ m} \end{aligned}$$

4.1.5.- Espesor de losa.

Según la tabla 2.5.2.6.3-1 de la sección 2 de la Normativa AASHTO LRFD 2004 nos recomienda las profundidades mínimas para diferentes tipos de losas.

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S+3000)}{30}$	$\frac{S+3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	$0,070 L$	$0,065 L$
	Vigas cajón	$0,060 L$	$0,055 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,035 L$	$0,033 L$

(Tabla 2.5.2.6.3-1)
AASHTO-LRFD

Según la tabla para losas de Hormigón Armado, tipo losas con armadura principal perpendicular al tráfico utilizamos la siguiente fórmula:

$$\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$$

Entonces: $hf = 190 \text{ mm}$

La altura de un tablero de hormigón, excluyendo cualquier tolerancia para pulido, texturado o superficie sacrificable deberá ser:

$$hf \geq 17.5 \text{ cm}$$

(Art. 9.7.1.1)
AASHTO-LRFD

adoptamos una altura de losa de:

$hf \text{ adop} = 20 \text{ cm}$

4.1.6.- Recubrimiento para la Losa

Fondo de losas hormigonadas in situ	
- Hasta barras No. 36 - Barras No. 43 y No. 57	25 50

(Art. 5.12.3)
AASHTO-LRFD

$r = 2,5 \text{ cm}$

4.2.- DISEÑO DE PASAMANOS H° A°

Datos:

$$L = 2 \text{ m}$$
$$\gamma_{H^\circ A^\circ} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

4.2.1.- Propiedades Geometricas de la Seccion.

Seccion asumida:

$$\text{Base} = 0,12 \text{ m}$$
$$\text{Altura} = 0,12 \text{ m}$$

4.2.2.- Cargas.

Carga debido al peso propio (DC)

$$q_{DC} = 34,56 \text{ kg/m}$$

Carga debido a las cargas vivas (LS)

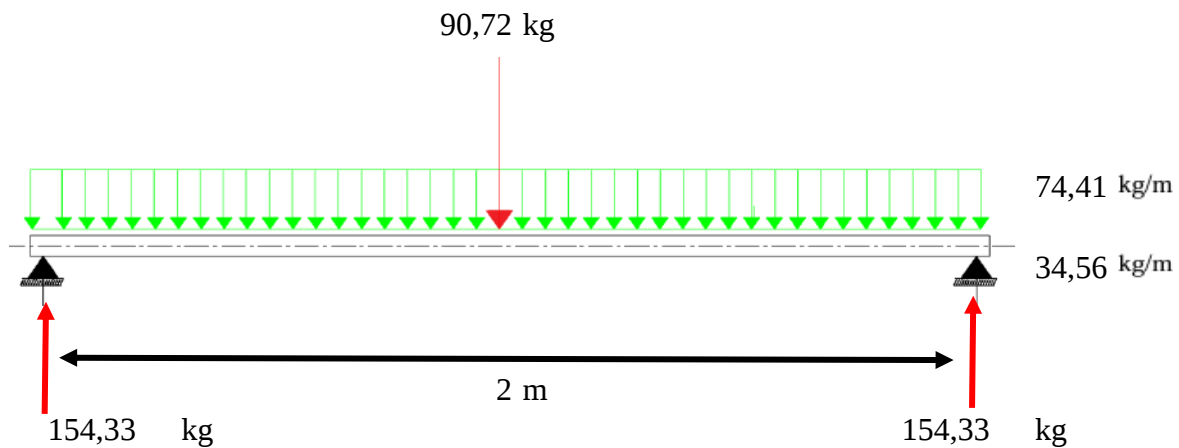
De acuerdo a la norma se tiene:

$$PL1 = 0,73 \text{ N/mm} = 74,41 \text{ kg/m} \quad \text{carga viva en centro luz}$$
$$PL = 890 \text{ N} = 90,72 \text{ kg}$$

PL1= Carga distribuida en el pasamanos debido a la carga viva aplicada en dos direcciones vertical y horizontal.

PL = Carga puntual en el pasamanos y su ubicacion dependera del analisis que se esta asiendo.

Idealizacion de Cargas



4.2.3.- Efectos debido a las Cargas.

Momento debido al peso propio (MDC).-

$$M_{DC} = \frac{DC \cdot L^2}{8} = 17,28 \quad \text{kg.m}$$

Momento debido a sobrecargas vivas (MLS).

$$M_{LS} = \frac{P_{LS1} \cdot L^2}{8} + \frac{P_{LS2} \cdot L}{4} = 82,57 \quad \text{kg.m}$$

Cortante debido al peso propio (VDC).

$$V_{DC} = \frac{DC \cdot L}{2} = 34,56 \quad \text{kg}$$

Cortante debido a sobrecargas vivas (VLS).

$$V_{LS} = \frac{P_{LS1} \cdot L}{2} + \frac{P_{LS2}}{2} = 119,77 \quad \text{kg}$$

4.2.4.- Combinaciones de Cargas.

Combinación de Cargas	DC	LL								Usar sólo uno por vez			
	DD	IM											
	DW	CE											
	EH	BR											
	EV	PL											
Estado Límite	ES	LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ	IC	CT	CV
	EL						CR						
							SH						
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-

(Art. 3.4.1)

AASHTO-LRFD

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90

Momento mayorado:

$$M_U = 1,25 \cdot M_{DC} + 1,75 \cdot M_{LS}$$

$$M_u = 166,09 \quad \text{kg.m}$$

4.2.5.- Cálculo de armaduras

Diseño por flexión.-

Mu =	16608,88	kg.cm	Momento último
f`c =	280	kg/cm2	Resistencia Característica del HºAº
fy =	5000	kg/cm2	Resistencia Característica del Acero
r =	2	cm	Recubrimiento mínimo
b =	12	cm	Ancho de la sección
h =	12	cm	Altura del poste
Φ =	8	mm	Diámetro adop. de barra

Modulo de Rotura (Art. 5.4.2.6) y Momento de agrietamiento (Art. 5.7.3.3.2)

$$f_r = 0,63 * \sqrt{f'c} = 3,33 \text{ Mpa} \quad f_r = 33,34 \text{ kg/cm2}$$

$$S_c = \frac{b \cdot h^2}{6} = 288,00 \text{ cm3}$$

$$M_{cr} = S_c \cdot f_r = 9600,90 \text{ kg.cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} 1,2 * M_{cr} = 11521,08 \text{ kg.cm} \\ 1,33 * M_u = 22089,80 \text{ kg.cm} \end{array} \right\} M_r = 11521,08 \text{ kg.cm}$$

Momento de diseño:

$$\left. \begin{array}{l} M_r = 11521,08 \text{ kg.cm} \\ M_u = 16608,88 \text{ kg.cm} \end{array} \right\} M_r = 16608,88 \text{ kg.cm}$$

Altura efectiva (d)

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} = 9,6 \text{ cm}$$

Altura de compresiones (a)

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 \cdot \frac{M_u}{f'c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 0,70 \text{ cm}$$

Armadura necesaria (As)

$$As_{nec} = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot a}{fy}$$

$$As = 0,40 \text{ cm2}$$

Armadura mínima

$$As_{min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

Cuantía mínima

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = 0,0028$$

$$A_s \min = 0,323 \quad \text{cm}^2$$

Armadura máxima

$$A_{s \max} = \rho_{\max} \cdot b \cdot d$$

$$E_s = 2000000 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{modulo de elasticidad del acero}$$

$$\xi_c = 0,003 \quad \text{deformación del hormigón}$$

Cuantía balanceada

$$\rho_b = 0,72 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{\xi_c}{\xi_c + \frac{f_y}{E_s}} = 0,022$$

Cuantía maxima

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,016$$

$$A_s \max = 1,900 \quad \text{cm}^2$$

como la armadura necesaria es mayor que la mínima se diseñara con la necesaria.

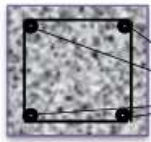
$$A_s = 0,40 \quad \text{cm}^2 > A_s \min = 0,32 \quad \text{cm}^2$$

Ø (mm)	Nº Fierros	AØ (cm2)
8	2	1,01

Como la armadura necesaria es mayor que la armadura mínima , entoces diseñamos con A_s .
Para fines constructivos utilizaremos armadura en la parte superior del mismo diámetro.

Finalmente USAR:

4 Ø 8 mm



Ø 8 mm

Diseño por Cortante

$$V_{DC} = 34,56 \quad \text{kg}$$

Cortante debido al peso propio

$$V_{LS} = 119,77 \quad \text{kg}$$

Cortante debido a la sobrecarga viva

$$V_u = 1,25 \cdot V_{DC} + 1,75 \cdot V_{LS} = 252,80 \quad \text{kg}$$

Esfuerzo cortante ultimo de diseño.

$$v_u = \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d}$$

(Art. 5.5.4.2)

AASHTO-LRFD

$$V_u = 252,80 \quad \text{kg}$$

Cortante ultimo de calculo

$$d = 9,6 \quad \text{cm}$$

Canto del poste

$$b = 12 \quad \text{cm}$$

Ancho que soporta el corte

$$\phi = 0,9 \quad \text{Factores de Resistencia AASTHO}$$

$$v_U = 2,438 \quad \text{kg/cm}^2$$

Resistencia del Hormigón al corte:

$$\beta = 2 \quad (\text{Art. 5.8.3.4}) \quad \text{AASHTO-LRFD} \quad (\text{Art. 5.8.3.3-3})$$

$$b_v = 12 \quad \text{cm} \quad \text{AASHTO-LRFD}$$

$$d_v = 0,72 * h = 8,64 \quad \text{cm} \quad (\text{Art. 5.8.2.9})$$

$$d_v = 0,9 * d_e = 8,64 \quad \text{cm} \quad (\text{Art. 5.8.2.9})$$

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_vd_v \quad (\text{Art. 5.8.3.3-3})$$

Esta fórmula es válida para f'_c (Mpa), b_v y d_v en (mm)

$$V_c = 9107,14 \quad \text{N} \quad V_c = 910,71 \quad \text{kg}$$

$$V_u = 252,80 \quad \text{kg} < 0.5\phi V_c = 409,82 \quad \text{kg}$$

NO REQUIERE ARMADURA DE CORTE !!!

Teóricamente no necesita estribos, pero se debe colocar armadura mínima por construcción

$$A_{smin} = \frac{0.083\sqrt{f'_c}b_vS}{f_y} \quad (\text{Art. 5.8.2.5-1})$$

AASHTO-LRFD

$$S = \text{Espaciamiento entre barras adop.} \quad S = 20 \quad \text{cm}$$

$$A_{Vmin} = 0,33 \quad \text{cm}^2$$

calculamos el diámetro necesario para esa area.

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \cdot A_{Vmin}}{\pi}} \quad \phi = 0,65 \quad \text{cm}$$

$$\text{Asumimos } \phi = 6 \quad \text{mm}$$

Resumen de la Armadura

As. De Flexion.	Usamos	4 Ø 8mm
As. De Corte	Usamos	Ø 6mm C/20cm

4.3.- DISEÑO DE LOS POSTES

Seccion asumida:

Base menor: $b_{men} = 0,12 \text{ m}$
Base mayor: $b_{may} = 0,2 \text{ m}$
Ancho = $0,15 \text{ m}$
Altura total = $1,1 \text{ m}$
 $\gamma_{H^oA} = 2400 \text{ kg/m}^3$

PLL = Carga de diseño para postes.

Carga debido al peso propio (DC).-

$$DC = 74,16 \text{ kg}$$

Sobrecargas vivas (LS).

Según la Normativa AASHTO nos indica las sobrecargas de diseño tanto disribuidas como puntuales.

PL1 =	0,73	N/mm	:	74,41	kg/m	(Art. 13.8.2-1)
PL =	890	N		90,72	kg/m	AASHTO-LRFD

$$P_{LL} = PLS1 + PLS2.L$$

La longitud entre postes es de:

$$L = 2 \text{ m}$$
$$PLL = 239,55 \text{ kg}$$

4.3.1.- Efectos

Momento debido a sobrecargas vivas (MLS)

$$M_{LS} = P_{LL}.z = 242,55$$

4.3.2.- Solicitaciones mayoradas

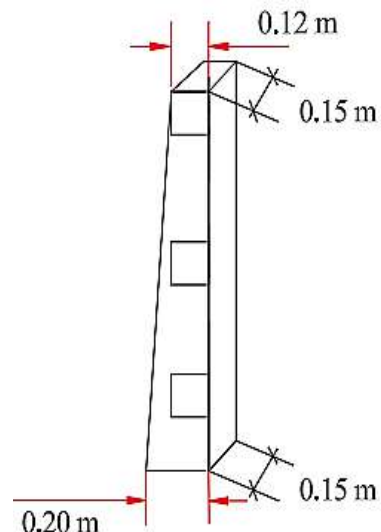
Según la norma se mayor a la carga muerta un 25% y a la carga viva un 75%

$$M_U = 1,25.M_{DC} + 1,75.M_{LS} = 424,46 \text{ kg.m}$$

4.3.3.- Cálculo de armaduras

Diseño por flexión.-

$M_u =$	42445,53	kg.cm	Momento último
$f'_c =$	280	kg/cm ²	Resistencia Característica del H ^o A ^o
$f_y =$	5000	kg/cm ²	Resistencia Característica del Acero
$r =$	2	cm	Recubrimiento mínimo
$b =$	12	cm	Ancho de la sección
$h =$	20	cm	Altura del poste
$\Phi =$	10	mm	Diámetro adop. de barra



Modulo de Rotura (**Art. 5.4.2.6**) y Momento de agrietamiento (**Art. 5.7.3.3.2**)

$$f_r = 0,63 \cdot \sqrt{f'_c} = 3,33 \text{ Mpa} \quad f_r = 33,34 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_c = \frac{b \cdot h^2}{6} = 800,00 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} = S_c \cdot f_r = 26669,17 \text{ kg.cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} 1,2 \cdot M_{cr} = 32003,01 \text{ kg.cm} \\ 1,33 \cdot M_u = 56452,55 \text{ kg.cm} \end{array} \right\} M_r = 32003,01 \text{ kg.cm}$$

Momento de diseño:

$$\left. \begin{array}{l} M_r = 32003,01 \text{ kg.cm} \\ M_u = 42445,53 \text{ kg.cm} \end{array} \right\} M_r = 42445,53 \text{ kg.cm}$$

Altura efectiva (d)

$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

Altura de compresiones (a)

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 \cdot \frac{M_u}{f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 1,30 \text{ cm}$$

Armadura necesaria (As)

$$As_{nec} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y}$$
$$As = 0,74 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$As_{min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

Cuantía mínima:

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = 0,0028$$
$$As_{min} = 0,588 \text{ cm}^2$$

Armadura máxima

$$As_{max} = \rho_{max} \cdot b \cdot d$$

$$Es = 2000000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{modulo de elasticidad del acero}$$

$$\xi_c = 0,003 \quad \text{deformación del hormigón}$$

Cuantía balanceada

$$\rho_b = 0,72 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{\xi_c}{\xi_c + \frac{f_y}{Es}} = 0,022$$

Cuantia maxima

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,016$$

$$A_s \max = 3,46 \text{ cm}^2$$

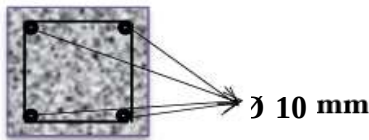
como la armadura necesaria es mayor que la mínima se diseñara con la necesaria.

$$A_s = 0,74 \text{ cm}^2 > A_s \min = 0,59 \text{ cm}^2$$

Ø (mm)	Nº Fierros	AØ (cm²)
10	2	1,57

Como la armadura necesaria es mayor que la armadura mínima , entoces diseñamos con A_s .
Para fines constructivos utilizaremos armadura en la parte superior del mismo diámetro.

Finalmente USAR: **4 Ø 10 mm**



Diseño por Cortante

$$\begin{aligned} V_{DC} &= 0 \text{ kg} && \text{Cortante debido al peso propio} \\ V_{LS} &= 239,55 \text{ kg} && \text{Cortante debido a la sobrecarga viva} \end{aligned}$$

$$V_u = 1,25 \cdot V_{DC} + 1,75 \cdot V_{LS} = 419,22 \text{ kg}$$

Esfuerzo cortante ultimo de diseño.
$$v_U = \frac{V_U}{\phi \cdot b \cdot d} \quad \begin{matrix} \text{(Art. 5.5.4.2)} \\ \text{AASHTO-LRFD} \end{matrix}$$

$$\begin{aligned} V_U &= 419,22 \text{ kg} && \text{Cortante ultimo de calculo} \\ d &= 17,50 \text{ cm} && \text{Canto del poste} \\ b &= 12,00 \text{ cm} && \text{Ancho que soporta el corte} \\ \phi &= 0,900 && \text{Factores de Resistencia AASTHO} \end{aligned}$$

$$v_U = 2,22 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del Hormigón al corte:

$$\begin{aligned} \beta &= 2 && \text{(Art. 5.8.3.4) AASHTO-LRFD} && \text{(Art. 5.8.3.3-3) AASHTO-LRFD} \\ b_v &= 12,00 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$d_v = 0,72 \cdot h = 14,40 \text{ cm} \quad \text{(Art. 5.8.2.9)}$$

$$d_v = 0,9 \cdot d_e = 15,75 \text{ cm} \quad \text{(Art. 5.8.2.9)}$$

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_v d_v \quad (\text{Art. 5.8.3.3-3})$$

Esta fórmula es válida para f'_c (Mpa), b_v y d_v en (mm)

$$V_c = 16601,56 \text{ N} \qquad V_c = 1660,16 \text{ kg}$$

$$V_u = 419,22 \text{ kg} < 0.5\phi V_c = 747,07 \text{ kg}$$

NO REQUIERE ARMADURA DE CORTE !!!

Teóricamente no necesita estribos, pero se debe colocar armadura mínima por construcción

$$A_{smin} = \frac{0.083\sqrt{f'_c}b_v S}{f_y} \quad (\text{Art. 5.8.2.5-1})$$

AASHTO-LRFD

$$S = \text{Espaciamiento entre barras adop.} \qquad S = 20 \text{ cm}$$

$$A_{Vmin} = 0,33 \text{ cm}^2$$

calculamos el diámetro necesario para esa area.

$$\theta = \sqrt{\frac{4 \cdot A_{Vmin}}{\pi}} \qquad \theta = 0,65 \text{ cm}$$

$$\text{Asumimos } d = 6 \text{ mm}$$

Resumen de la Armadura

As. De Flexion.	Usamos	4 Ø 10mm
As. De Corte	Usamos	Ø 6mm C/20cm

4.4.- DISEÑO DE ACERA

$f'_c =$	280	kg/cm ²	Resistencia Característica del H°
$f_y =$	5000	kg/cm ²	Resistencia Característica del Acero
$\gamma_{H^o A^o} =$	2400	kg/m ³	Peso Especifico del H°A°

Como la normativa AASTHO LRFD-2004 no da un parametro para la seleccion del ancho de aceras, se tomara como referencia de anchos de aceras proyectados por el libro de: "Arte de proyectar en arquitectura" de Neufert.

Se tomara como referencia una acera de 100 de acuerdo al grafico

Se tomara como referencia una acera de 100 de acuerdo al grafico $\geq 10\%$ dentro del ancho total de la acera esta incluido el ancho del bordillo de 0,25 m:

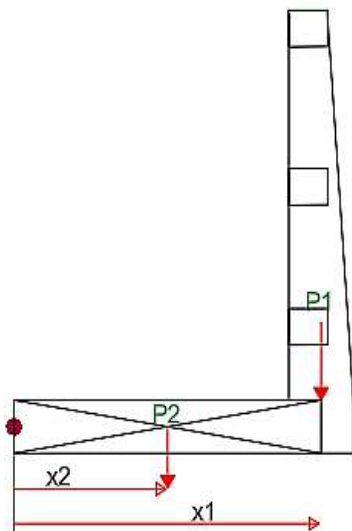
Tomando en cuenta que A su vez el alto de la acera sera de 15 cm

El alto del bordillo sera de 25 cm o mayor , medida desde la parte superior de la capa de rodadura.



$L =$	120	cm	Longitud de vereda + bordillo
$b_v =$	95	cm	longitud de la vereda inferior
$h_v =$	15	cm	espesor de la acera
$r =$	2,5	cm	recubrimiento

4.4.1.- Cargas Permanentes



$$P2 = 342 \text{ kg/m}$$

Peso Poste =	74,16	kg
Peso Baranda=	207,36	kg
L entre Poste=	2	m

$$P1 = P_{pos} + P_{bar} = 140,76 \text{ kg/m}$$

$$X1 = 0,95 \text{ m}$$

$$X2 = 0,475 \text{ m}$$

4.4.2.- Sobrecargas

Sobrecargas de Diseño para Barandas

$$PL1 = 74,41 \text{ kg/m}$$

$$PL1 = 148,83 \text{ kg}$$

Art. 13.8.2)
AASHTO-LRFD

Sobrecarga Concentrada de Diseño **(Art. 13.8.2-1)**

$$PL2 = 239,55 \text{ kg} \quad \text{AASHTO-LRFD}$$

$$PL2 = 239,55 \text{ kg}$$

Por la Rueda delantera del Camion HL-93

$$PL3 = 17,50 \text{ KN}$$

$$PL3 = 1783,89 \text{ kg}$$

(Art. 3.6.1.6)
AASHTO-LRFD

Cargas Peatonales

$$PL4 = 3,60 \text{ KN/m}^2$$

$$PL4 = 366,97 \text{ kg/m}^2$$

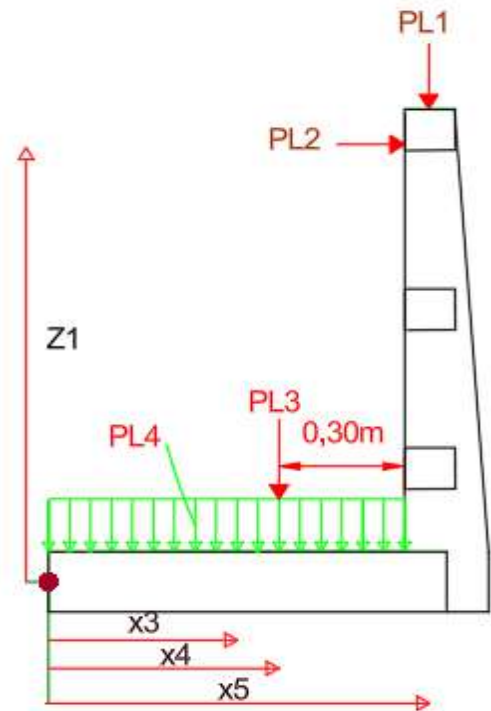
$$PL4 = 311,93 \text{ kg/m}$$

$$x3 = 0,425 \text{ m}$$

$$x4 = 0,55 \text{ m}$$

$$x5 = 0,91 \text{ m}$$

$$Z1 = 1,115 \text{ m}$$



4.4.3.- Analisis debido a Flexion

Para el análisis de la vereda se toma en cuenta dos casos que puede suceder

Hipotesis I: Se tomara en cuenta las cargas debido al peso propio, cargas vivas del barandando y la sobrecarga peatonal:

Peso Propio

$$M_{DC} = P_1 * X_1 + P_2 * X_2 = 296,172 \text{ kg.m/m}$$

$$V_{DC} = P_1 + P_2 = 482,76 \text{ kg/m}$$

Sobrecarga

$$M_{LS} = PL_1 * X_5 + PL_2 * Z_1 + PL_4 * X_3 = 535,10 \text{ kg.m/m}$$

$$V_{LS} = PL_1 + PL_4 = 460,75 \text{ kg/m}$$

Momento ultimo de diseño (caso 1)

Según la norma se mayor a la carga muerta un 25% y a la carga viva un 75%

$$M_U = 1,25 * M_{DC} + 1,75 * M_{LS} = 4306,64 \text{ kg.m/m}$$

Cortante Ultimo de diseño (caso 1)

$$V_U = 1,25 * V_{DC} + 1,75 * V_{LS} = 1409,77 \text{ kg/m}$$

Hipotesis II: Se tomara en cuenta las cargas debido al peso propio y la sobre carga de la rueda delantera.

Peso propio

$$M_{DC} = P_1 * X_1 + P_2 * X_2 = 296,17 \text{ kg.m}$$

Carga de Rueda

$$M_{LL} = PL_3 * X_4 = 981,14 \text{ kg.m}$$

La sección crítica donde se produce los esfuerzos solicitantes es en la frontera entre la vereda y el bordillo.

Momento debido a la sobrecarga

La rueda trasera actuará en un ancho de franja " E " sobre la acera. Como se trata de un solo la rueda delantera actuara a una distancia de 0,30 m.

La armadura principal perpendicular al trafico:

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
Hormigón: - Colado in situ - Colado in situ con encofrados perdidos - Prefabricado, postesado	Vuelo	$1140 + 0,833X$
	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$
		-M: $1220 + 0,25S$
	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$
		-M: $1220 + 0,25S$
	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$
		-M: $1220 + 0,25S$

$$PLL = 1783,89 \text{ kg}$$

$$X = bv - 0,30 \text{ r} \quad X = 0,55 \text{ m}$$

$$E = 1140 + 0,833.X$$

$$E = 1598,15 \text{ mm} \quad 1,60 \text{ m}$$

$$M_{LL} = \frac{PLL.X}{E} = 613,92 \text{ kg.m/m}$$

Cortante debido a la carga viva

$$V_{LL} = \frac{PLL}{E} = 1116,22 \text{ kg}$$

Momento ultimo de diseño (caso II)

Según la norma se mayor a la carga muerta un 25% y a la carga viva un 75%

$$M_U = 1,25.M_{DC} + 1,75.(1,33.M_{LL} + M_{LS}) = 2735,55 \text{ kg.m/m}$$

Cortante Ultimo de diseño (caso II)

$$V_U = 1,25.V_{DC} + 1,75.(1,33.V_{LL}) = 3201,46 \text{ kg/m}$$

4.4.4.- Solicitaciones mayoradas

HIPOTESIS I:

Momento	Mu =	1306,64	kg.m/m
Cortante	Vu =	1409,77	kg/m

HIPOTESIS II:

Momento	Mu =	2735,55	kg.m/m
Cortante	Vu =	3201,46	kg/m

4.4.5.- Cálculo de armaduras

Diseño por flexión.-

Mu =	273555	kg*cm	Momento último
f'c =	280	kg/cm ²	Resistencia Característica del H ^o A ^o
fy =	5000	kg/cm ²	Resistencia Característica del Acero
r =	2,5	cm	Recubrimiento mínimo
b =	100	cm	Ancho de la sección
h =	15	cm	Altura del poste
Φ =	12	mm	Diámetro adop. de barra

Modulo de Rotura (**Art. 5.4.2.6**) y Momento de agrietamiento (**Art. 5.7.3.3.2**)

$$f_r = 0,63 * \sqrt{f'c} = 3,33 \text{ Mpa} \qquad f_r = 33,34 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_c = \frac{b \cdot h^2}{6} = 3750,00 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} = S_c \cdot f_r = 125011,75 \text{ kg.cm}$$

1.2*Mcr =	150014,10	kg.cm	}	Mr = 150014,10 kg.cm
1.33*Mu =	363828,17	kg.cm		

Momento de diseño:

$$\left. \begin{array}{l} M_r = 150014,10 \text{ kg.cm} \\ M_u = 273555,01 \text{ kg.cm} \end{array} \right\} M_r = 273555,01 \text{ kg.cm}$$

Altura efectiva (d)

$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2} = 11,90 \text{ cm}$$

Altura de compresiones (a)

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 \cdot \frac{M_u}{f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 1,40 \text{ cm}$$

Armadura necesaria (As)

$$As_{nec} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y}$$

$$As = 6,68 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Armadura mínima

$$As_{min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

Cuantía mínima:

$$\rho_{min} = \frac{0,0018 \cdot 420}{f_y} = 0,00015$$

$$As_{min} = 1,80 \text{ cm}^2$$

Armadura máxima

$$As_{max} = \rho_{max} \cdot b \cdot d$$

$$Es = 2000000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{modulo de elasticidad del acero}$$

$$\xi_c = 0,003 \quad \text{deformación del hormigón}$$

Cuantía balanceada

$$\rho_b = 0,72 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{\xi_c}{\xi_c + \frac{f_y}{Es}} = 0,022$$

Cuantía maxima

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,016$$

$$As_{max} = 19,63 \text{ cm}^2$$

Como la armadura necesaria es mayor que la armadura mínima , entonces diseñamos con As.

$$A_s = 6,68 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1,80 \text{ cm}^2$$

Ø (mm)	Nº Fierros	AØ (cm ²)
12	6	6,79

Como la armadura necesaria es mayor que la armadura mínima , entoces diseñamos con A_s .
Para fines constructivos utilizaremos armadura en la parte superior del mismo diámetro.

Finalmente USAR: Φ 12 mm c/15 cm

Armadura de distribución (perpendicular a la Armadura Principal)

$$\begin{aligned} A_s &= 6,68 \text{ cm}^2/\text{cm} \\ S &= 950 \text{ mm} \\ \Phi &= 10 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$D = \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\% \quad D = 124,59 > 67\%$$

Tomamos el 67 % para la armadura de distribución

Adopto: $D = 0,67$

$$A_{s \text{ distr}} = D.A_s$$

$$A_s \text{ distr} = 4,47 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Ø (mm)	Nº Fierros	AØ (cm ² /m)
10	6	4,71

Disposición de los hierros.

$$\begin{aligned} b &= 95 \text{ cm} \\ \Phi &= 10 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$esp = \frac{b - 5 - \# \text{ hierros} * \phi}{(\# \text{ hierros} - 1)} = 16,80 \text{ cm}$$

Finalmente USAR:

Φ 10 mm c/ 15 cm

Resumen de la Armadura

As. De Flexion.	Usamos	201	12 mm C / 15cm
As. De Distribucion.	Usamos	6	10 mm C / 15cm

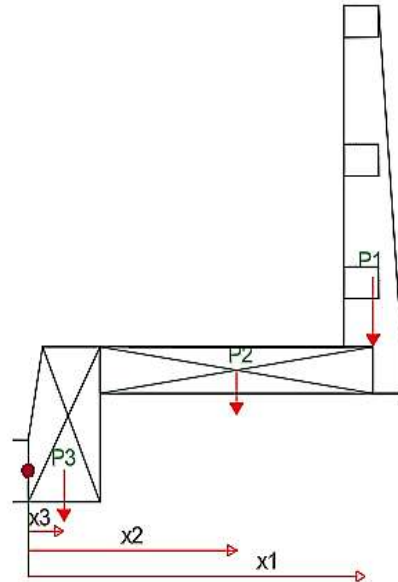
4.5.- DISEÑO DE BORDILLO

$f^c =$	280	kg/cm ²	Resistencia Característica del H°
$f_y =$	5000	kg/cm ²	Resistencia Característica del Acero
$\gamma_{H^o A^o} =$	2400	kg/m ³	Peso Especifico del H°A°
$h_v =$	0,5	m	altura del bordillo
$e =$	0,25	m	espesor del bordillo

4.5.1.- Cargas Permanentes

$P_1 =$	140,76	kg/m
$P_2 =$	342	kg/m
$P_3 =$	300	kg/m

$X_1 =$	1,2	m
$X_2 =$	0,725	m
$X_3 =$	0,125	m



4.5.2.- Sobrecargas

Sobrecargas de Diseño para Barandas (Art. 13.8.2)

$PL_1 =$	74,41	kg/m
$PL_1 =$	148,83	kg

Sobrecarga Concentrada de Diseño (Art. 13.8.2-1)

$PL_2 =$	239,55	kg
$PL_2 =$	239,55	kg

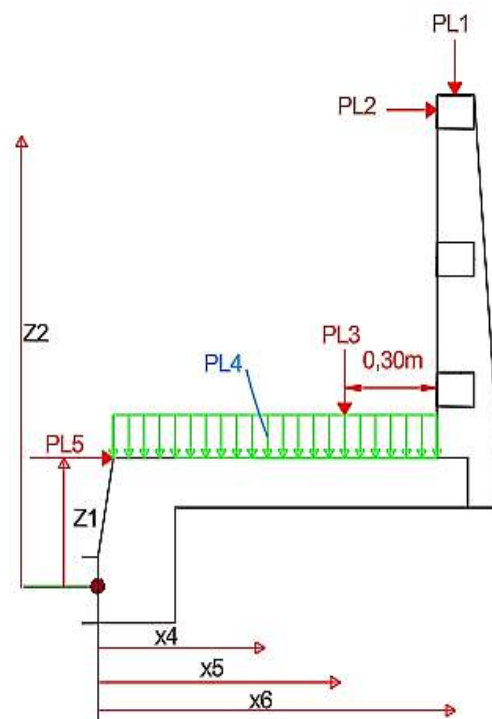
Por la Rueda delantera del Camion HL-93

$PL_3 =$	17,50	KN
$PL_3 =$	1783,89	kg

Cargas Peatonales (Art. 3.6.1.6)

$PL_4 =$	3,60	KN/m ²
$PL_4 =$	366,97	kg/m ²
$PL_4 =$	403,67	kg/m
$PL_5 =$	7,5	KN/m
$PL_5 =$	764,53	kg/m

$X_4 =$	0,55	m
$X_5 =$	0,80	m
$X_6 =$	1,16	m
$Z_1 =$	0,40	m
$Z_2 =$	1,515	m



4.5.3.- Analisis debido a Flexion

Hipotesis I: se tomara en cuenta las cargas debido al peso propio, cargas vivas del barandando, carga peatonal y la carga lateral.

Peso propio

$$M_{DC} = P1.X1 + P2.X2 + P3.X3$$

$$MDC = 454,36 \text{ kg.m/m}$$

Sobrecargas

$$M_{LS} = PL1.X6 + PL2.Z2 + PL4.X4$$

$$MLS = 757,58 \text{ kg.m/m}$$

Carga choque lateral de un vehiculo

$$M_{CT} = PL5.Z1$$

$$MCT = 305,810398 \text{ kg.m/m}$$

Momento total por Carga Viva

$$M_{CV} = M_{LS} + 1,33.M_{CT}$$

$$MCV = 1164,31 \text{ kg.m/m}$$

Momento ultimo de diseño (caso 1)

Según la norma se mayor a la carga muerta un 25% y a la carga viva un 75%

$$M_U = 1,25.M_{DC} + 1,75.M_{CV}$$

$$Mu = 2605,49 \text{ kg.m/m}$$

Hipotesis II: se tomara en cuenta las cargas debido al peso propio y la carga de rueda. sobre la acera.

Peso propio

$$M_{DC} = P1.X1 + P2.X2 + P3.X3$$

$$MDC = 454,36 \text{ kg.m/m}$$

Carga rueda

$$M_{LL} = PL3.X5$$

$$MLS = 1427,12 \text{ kg.m/m}$$

Para que la carga viva sea por metro de longitud se lo divide entre acho de faja equivalente

Calculo del ancho de faja

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
Hormigón: Colado in situ	Vuelo	1140 + 0,833X

(Tabla 4.6.2.1.3-1)
AASHTO-LRFD

Armadura principal perpendicular al trafico

$$X = b_v - 0,30 \text{ r} \quad X = 0,80 \text{ m}$$

$$E = 1140 + 0,833.X$$

$$E = 1806,40 \text{ mm} = 1,81 \text{ m}$$

$$MLL = 790,03 \text{ kg.m/m} \quad MIM = 260,71 \text{ kg.m/m}$$

Momento total por Carga Viva

$$M_{CV} = M_{LL} + M_{IM}$$

$$MCV = 1050,74 \text{ kg.m/m}$$

Momento ultimo de diseño (caso 2)

Según la norma se mayor a la carga muerta un 25% y a la carga viva un 75%

$$M_U = 1,25.M_{DC} + 1,75.M_{CV}$$

$$M_u = 2406,75 \text{ kg.m/m}$$

4.5.4.- Solicitaciones mayoradas

PARA LA HIPOTESIS I:

$$\text{Momento} \quad M_u = 2605,49 \text{ kg.m/m}$$

PARA LA HIPOTESIS II:

$$\text{Momento} \quad M_u = 2406,75 \text{ kg.m/m}$$

4.5.5.- Cálculo de armaduras.

Diseño por flexión.-

$M_u = 260548,95$	kg.cm	Momento último
$f_c = 280$	kg/cm ²	Resistencia Característica del H°A°
$f_y = 5000$	kg/cm ²	Resistencia Característica del Acero
$r = 2,5$	cm	Recubrimiento mínimo
$b = 100$	cm	Ancho de la sección
$h = 25$	cm	Altura del poste
$\Phi = 10$	mm	Diámetro adop. de barra

Altura efectiva (d)

$$d = h - r - \frac{\Phi}{2} = 22,00 \text{ cm}$$

Altura de compresiones (a)

$$a = d. \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144. \frac{M_U}{f'_c.b.d^2}} \right) = 1,23 \quad \text{cm}$$

Armadura necesaria (As)

$$As_{nec} = \frac{0,85.f'_c.b.a}{fy}$$
$$As = 5,86 \quad \text{cm}^2/\text{cm}$$

Armadura mínima

$$As_{min} = \rho_{min}.b.d$$

Cuantía mínima

$$\rho_{min} = \frac{0,0018.420}{fy} = 0,00151$$
$$As_{min} = 3,33 \quad \text{cm}^2/\text{cm}$$

como la armadura necesaria es menor que la mínima se diseñara con la mínima As min.

$$As = 5,86 \quad \text{cm}^2/\text{cm} > As_{min} = 3,33 \quad \text{cm}^2/\text{cm}$$

Ø (mm)	Nº Fierros	AØ (cm²/m)
12	6	6,79

Disposición de los hierros.

$$b = 100 \quad \text{cm}$$
$$\varnothing = 12 \quad \text{mm}$$

$$esp = \frac{b - 5 - \# \text{ hierros} * \phi}{(\# \text{ hierros} - 1)} = 17,56 \quad \text{cm}$$

Finalmente USAR:

$$\varnothing \quad 12 \text{ mm} \quad c / 15 \text{ cm}$$

Armadura longitudinal bordillo.

Como la dirección principal de armadura de la acera es transversal al tráfico del puente, no sera necesario hacer un cálculo de la armadura longitudinal del bordillo.

Entonces por necesidades constructivas se dispondrá una armadura mínima:

r =	2,5	cm	Recubrimiento minimo
b =	25	cm	Ancho de la seccion
h =	50	cm	Altura
Ø =	16	mm	Diametro adop. de barra

Altura efectiva (d).

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} = 46,70 \quad \text{cm}$$

Armadura mínima

$$As_{\min} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d$$

Cuantia minim:

para acero de $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = 0,0028$$

$$As_{\min} = 3,27 \quad \text{cm}^2$$

Ø (mm)	Nº Fierros	AØ (cm ² /m)
16	2	4,02

Disposición de los hierros.

b =	25	cm
Ø =	16	mm

$$esp = \frac{b - 5 - \# \text{ hierros} \cdot \phi}{(\# \text{ hierros} - 1)} = 16,8 \quad \text{cm}$$

Para fines constructivos utilizaremos armadura en la parte superior del mismo diámetro.

Finalmente USAR:

4 Ø 16 mm

Diseño a cortante.

Cortante ultimo de diseño.

Usando la fuerza de choque de bordillo

$$PL5 = 764,53 \quad \text{kg/m}$$

$$V_U = 1,75 \cdot (1,33 \cdot P_{LL})$$

$$V_U = 1779,43 \quad \text{kg/m}$$

Esfuerzo cortante ultimo de diseño:

$V_u =$	1779,43	kg/m	Cortante ultimo de calculo
$d =$	46,70	cm	Canto del bordillo
$\phi =$	0,9		Coeficiente de seguridad para cortante
$b =$	25	cm	Ancho que soporta el corte

$$v_u = \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d}$$

$$v_u = 1,69 \quad \text{kg/cm}$$

Resistencia del Hormigón al corte:

(Art. 5.8.3.3-3)
AASHTO-LRFD

$$\beta = 2 \quad (\text{Art. 5.8.3.4}) \text{AASHTO-LRFD}$$
$$b_v = 25 \quad \text{cm}$$

$$d_v = 0,72 \cdot h \quad 18 \quad \text{cm} \quad (\text{Art. 5.8.2.9})$$

$$d_v = 0,9 \cdot d_e \quad 42,03 \quad \text{cm} \quad (\text{Art. 5.8.2.9})$$

$$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v$$

Esta fórmula es válida para f'_c (Mpa), b_v y d_v en (mm)

$$V_c = 92296,77 \quad \text{N} \quad V_c = 9229,68 \quad \text{kg}$$

$$V_u = 1779,43 \quad \text{kg} < 0.5 \phi V_c = 4614,84 \quad \text{kg}$$

NO REQUIERE ARMADURA DE CORTE !!!

Resumen de la Armadura

As. De Flexion.

Usamos 211 Ø 12 mm C/ 15 cm

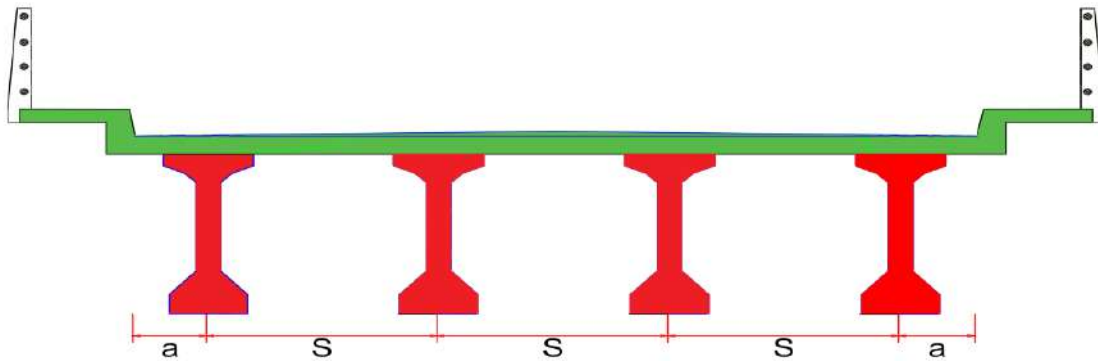
As. Longitudinal.

Usamos 4 Ø 16 mm

4.6.- DISEÑO DE LAS LOSAS DEL PUENTE

$f'_c =$	280	kg/cm ²	Resistencia Característica del H°
$f_y =$	5000	kg/cm ²	Resistencia Característica del Acero
$\gamma_{H^\circ A^\circ} =$	2400	kg/m ³	Peso Especifico del H°A°
$\gamma_{CR} =$	2200	kg/m ³	Peso Especifico de la Capa Rodadura
$a =$	0,65	m	vuelo
$e =$	0,2	m	espesor de la losa

4.6.1.- Analisis de la Losa Interna



Debemos encontrar los maximos momentos positivos y negativos que actuan en la seccion transversal de la losa.

a) Ancho de faja para la Losa Interior

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
Hormigón: • Colado in situ	Vuelo	$1140 + 0,833X$
	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$

(Tabla 4.6.2.1.3-1)
AASHTO-LRFD

$$S = 2,00 \text{ m}$$

Ancho de faja para momento positivo:

$$E (+) = 1760 \text{ mm} \quad 1,76 \text{ m}$$

Ancho de faja para momento negativo:

$$E (-) = 1720 \text{ mm} \quad 1,72 \text{ m}$$

Factor de presencia múltiple (m)

Tabla 3.6.1.1.2-1 – Factor de presencia múltiple (m)

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

(Tabla 3.6.1.1.2-1)
AASHTO-LRFD

b) Calculo de los momentos actuante sobre la losa

* Cargas Muertas

Para determinar los momentos se carga la losa como una viga continua de dos tramos en el programa computacional **SW FEA 2D FRAME 2023**.

$\gamma_{H^o A^o} = 2400 \text{ kg/m}^3$ Peso Especifico del $H^o A^o$

Losa

$h = 0,2 \text{ m}$

$$DC_{Losa} = h \cdot \gamma_{H^o A^o} = 480 \text{ kg/m}^2$$

* Cargas puntuales sobre el voladizo debido a la carga muerta del barandado, acera y bordillo.

DC baranda = 140,76 kg/m MDC baranda = 168,91 kg.m/m

DC acera = 342,00 kg/m MDC acera = 247,95 kg.m/m

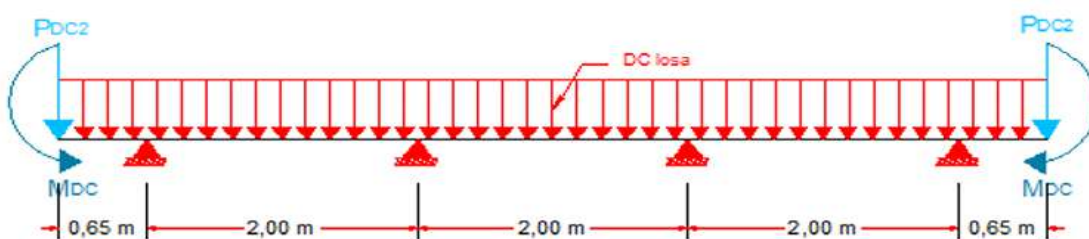
DC bordillo = 300,00 kg/m MDC bordillo = 37,50 kg.m/m

Carga Puntual y Momento que actua sobre el voladizo es :

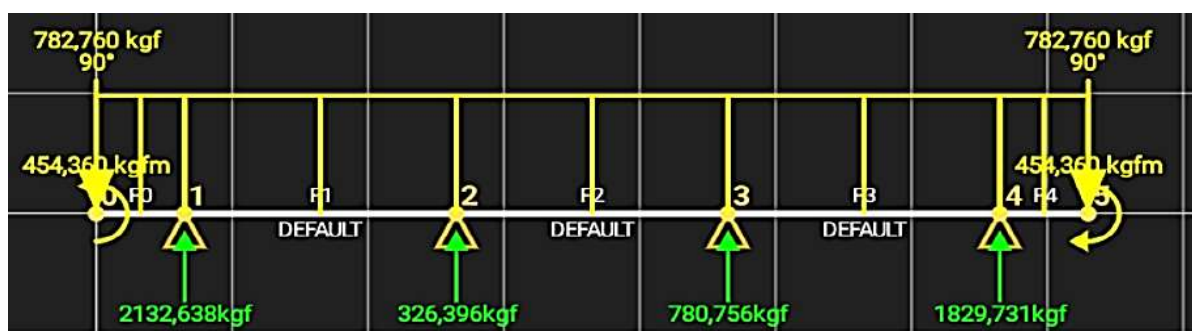
PDC2 = 782,76 kg/m

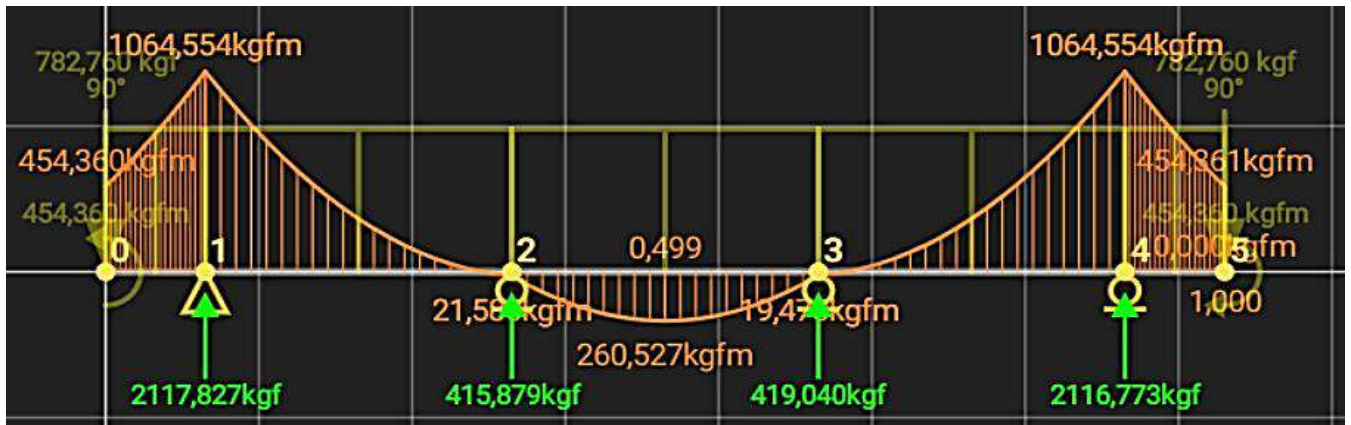
MDC = 454,36 kg.m/m

Diagrama de las Cargas Muertas



Cargando la seccion transversal con las DC losa, PDC2 y MDC se obtiene el siguiente diagrama segun programa computacional **SW FEA 2D FRAME 2023**.





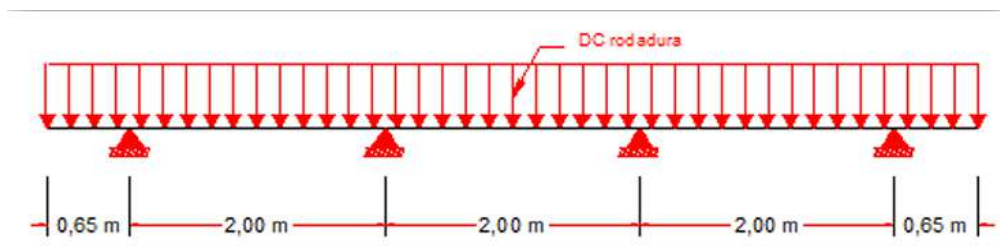
Momentos por Carga Muerta :

$$\text{MDCmax (+)} = 260,527 \text{ kg.m/m} \quad \text{MDCmax (-)} = -1064,554 \text{ kg.m/m}$$

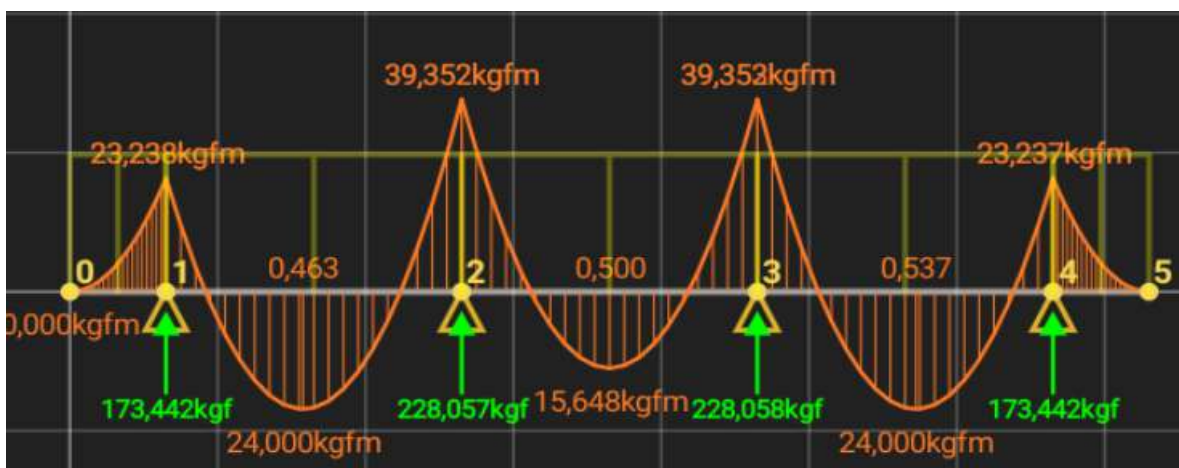
* Capa de Rodadura

$$\begin{aligned} \gamma_{\text{CR}} &= 2200 \text{ kg/m}^3 & \text{Peso Especifico de la Capa Rodadura} \\ h &= 0,05 \text{ m} \end{aligned}$$

$$DC_{\text{Rodadura}} = h \cdot \gamma_{\text{Asfalto}} = 110 \text{ kg/m}^2$$



Cargando la seccion transversal con las DC Rodadura se obtiene el siguiente diagrama segun programa computacional **SW FEA 2D FRAME 2023**.



Momentos por Capa de Rodadura :

$$\text{MDCmax (+)} = 24 \text{ kg.m/m} \quad \text{MDCmax (-)} = -39,35 \text{ kg.m/m}$$

Cargas Vivas

Para determinar los momentos se cargara la losa como una viga continua de dos tramos en el programa computacional SW FEA 2D FRAME 2023 con las siguientes cargas.

Se cargara la losa con dos hipótesis para hallar en momento máximo positivo y negativo.

Hipótesis 1 (Momento máximo positivo)

La ubicación crítica para un máximo momento positivo por carga viva esta a 0,4.S del primer soporte exterior de la losa interna.

$$0,4 \cdot S = 0,8 \text{ m}$$

Posición del camión tipo para generar momento máximo positivo para un carril cargado:

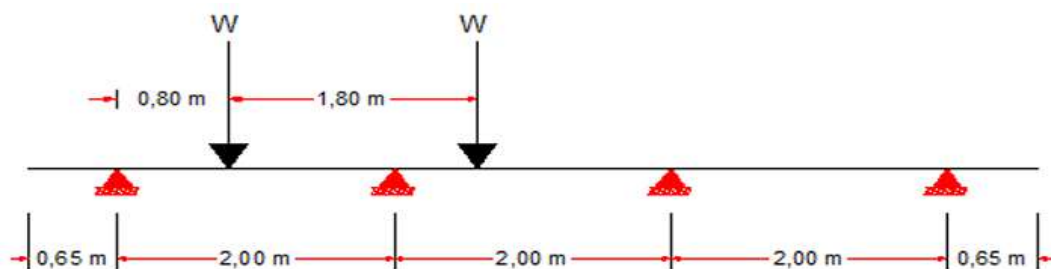
Donde:

$$P = 7390,42 \text{ kg}$$

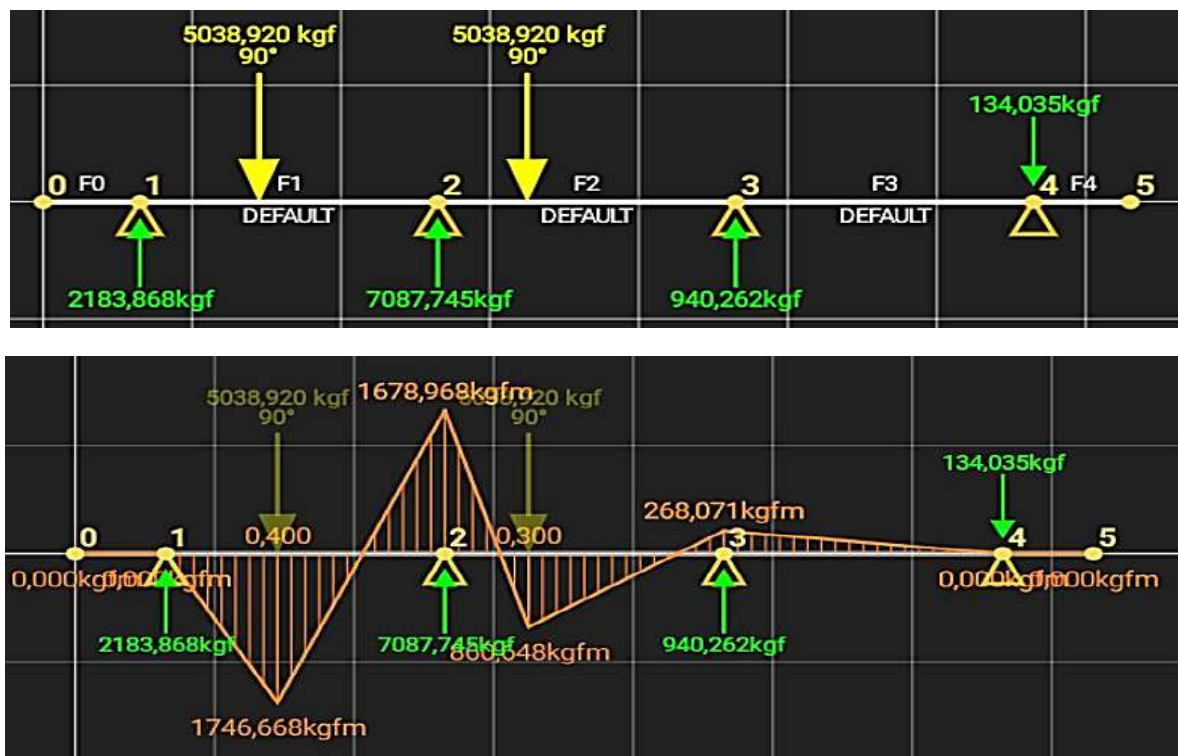
$$m = 1,2$$

$$E = 1,76 \text{ m}$$

$$W = \frac{m \cdot P}{E} = 5038,92 \text{ kg/m}$$



Cargando al programa computacional SW FEA 2D FRAME 2023. se tienen el siguiente diagrama:



Momentos por carga viva:

$$MLL_{\max (+)} = 1746,67 \text{ kg.m/m}$$

Posición del camión tipo para generar momento máximo positivo para 2 carriles cargados:

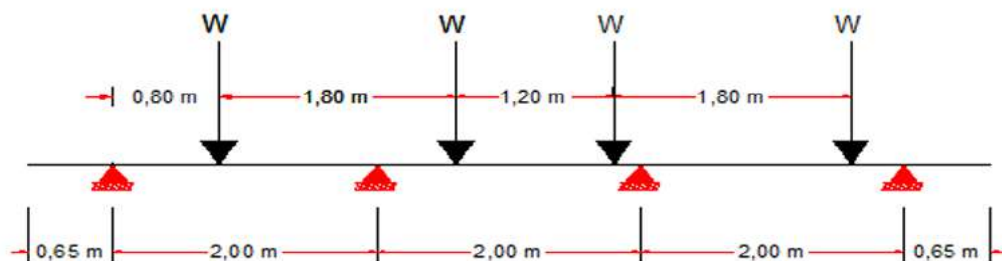
Donde:

$$P = 7390,42$$

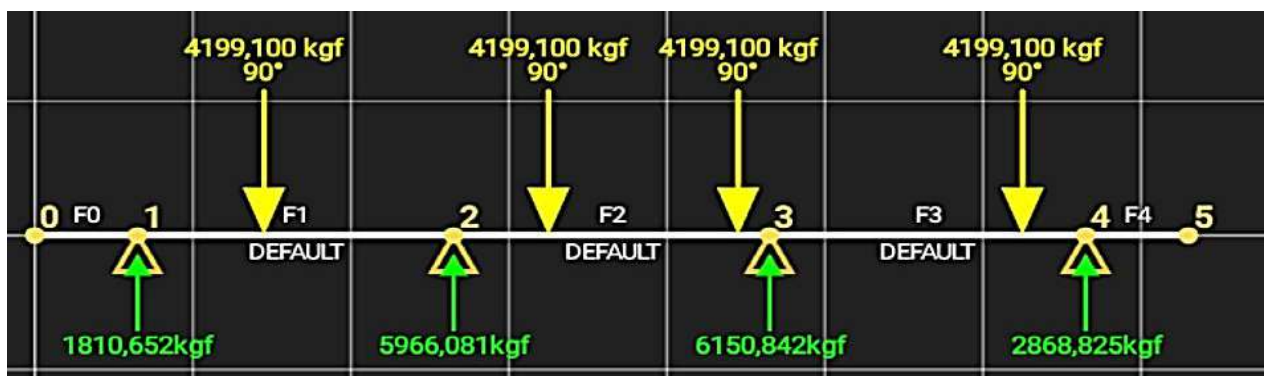
$$m = 1$$

$$E = 1,76$$

$$W = \frac{m.P}{E} = 4199,10 \text{ kg/m}$$



Cargando al programa computacional **SW FEA 2D FRAME 2023**, se tienen el siguiente diagrama:



Momentos por carga viva:

$$MLL_{\max (+)} = 1448,17 \text{ kg.m/m}$$

Se elige el máximo momento positivo por carga viva de las dos posiciones:

$$MLL_{\max (+)} = 1746,67 \text{ kg.m/m}$$

Hipótesis 2 (Momento máximo negativo)

La ubicación crítica para un máximo momento negativo por carga viva esta sobre el primer soporte interior del tablero como se muestra en la figura.

Posición del camión tipo para generar momento máximo positivo para un carril cargado:

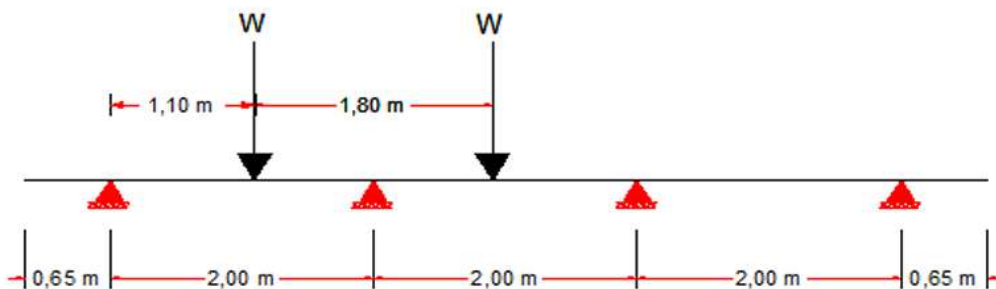
Donde:

$$P = 7390,42 \text{ kg}$$

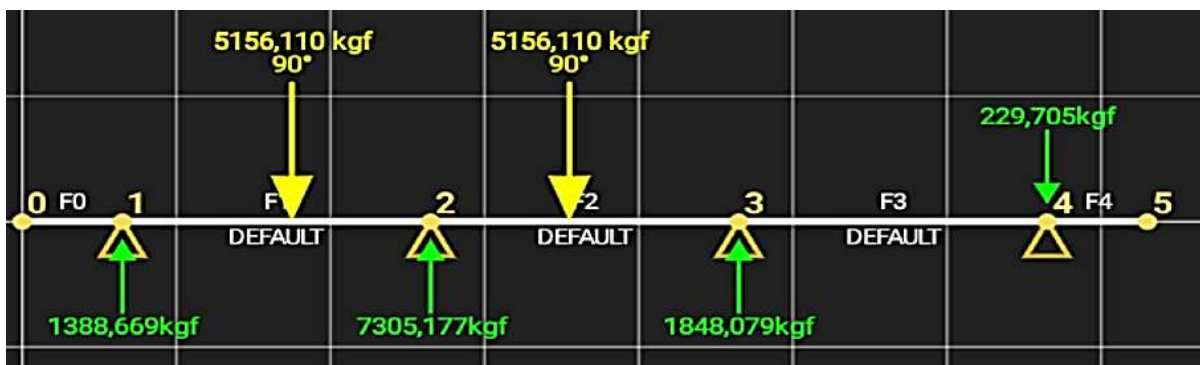
$$m = 1,2$$

$$E = 1,72 \text{ m}$$

$$W = \frac{m.P}{E} = 5156,11 \text{ kg/m}$$



Cargando al programa computacional **SW FEA 2D FRAME 2023**, se tiene el siguiente diagrama:



Momentos por carga viva:

$$MLL_{\max (-)} = -1863,16 \text{ kg.m/m}$$

Resistencia I

Momento Máximo Positivo

$$\text{MDCmax (+)} = 260,53 \text{ kg.m/m}$$

$$\text{MLLmax (+)} = 1746,67 \text{ kg.m/m}$$

$$\text{MIM} = 576,40 \text{ kg.m/m} \text{ incremento por carga vehicular dinámica 33\%}$$

Momento total por Carga Viva

$$M_{CV} = M_{LL} + M_{IM}$$

$$\text{MCV} = 2323,07 \text{ kg.m/m}$$

Momento de diseño

$$M_U = 1,25 \cdot M_{DC} + 1,5 \cdot M_{DW} + 1,75 \cdot M_{CV} = 4427,03 \text{ kg.m/m}$$

Momento Máximo Negativo

$$\text{MDCmax (-)} = -1064,55 \text{ kg.m/m}$$

$$\text{MLLmax (-)} = -1863,16 \text{ kg.m/m}$$

$$\text{MIM} = -614,84 \text{ kg.m/m} \text{ incremento por carga vehicular dinámica 33\%}$$

Momento total por Carga Viva

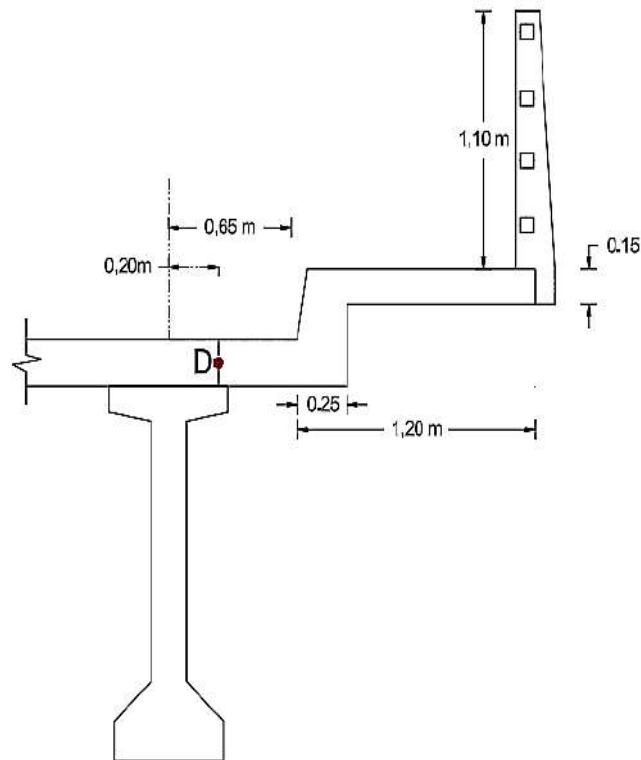
$$M_{CV} = M_{LL} + M_{IM}$$

$$\text{MCV} = -2478,00 \text{ kg.m/m} \text{ incremento por carga vehicular dinámica 33\%}$$

Momento de diseño

$$M_U = 1,25 \cdot M_{DC} + 1,5 \cdot M_{DW} + 1,75 \cdot M_{CV} = -5726,22 \text{ kg.m/m}$$

4.6.2- Analisis de la Losa Exterior



El reglamento AASHTO 2004 recomienda que para el diseño de las losas la línea central de la rueda se suponga a 0.30 m de la cara del bordillo.

Para el cálculo de momento se toma como sección crítica en el punto D.

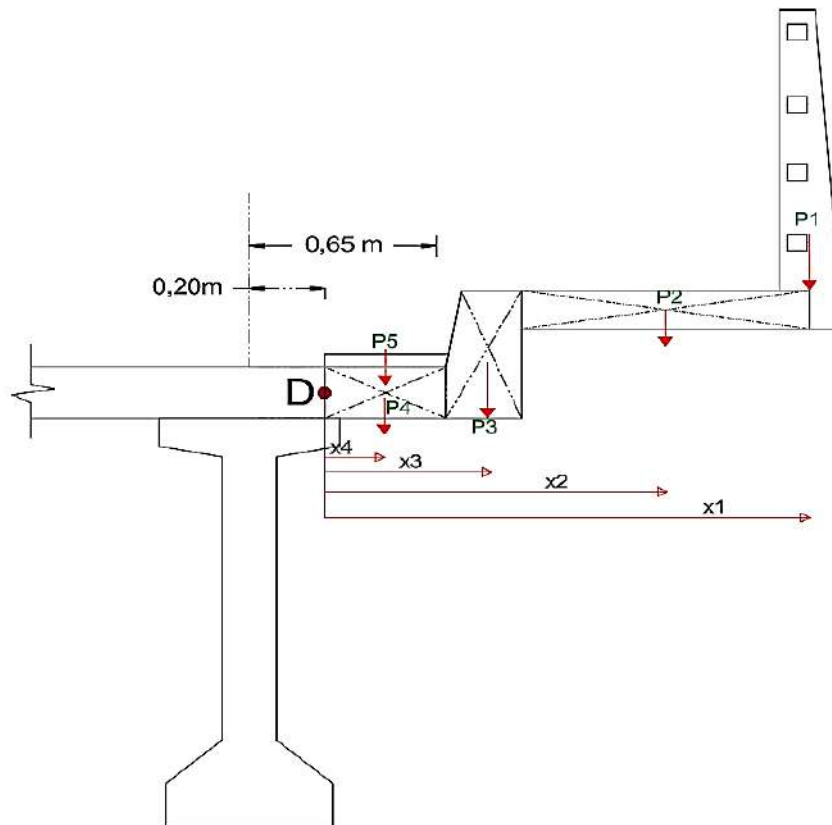
Para el vuelo del tablero se calcula momentos en el punto D a un tercio de la viga de H°P°

Ancho de faja para la losa exterior.-

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
Hormigón: Colado in situ	Vuelo	1140 + 0,833X

(Tabla 4.6.2.1.3-1)
AASHTO-LRFD

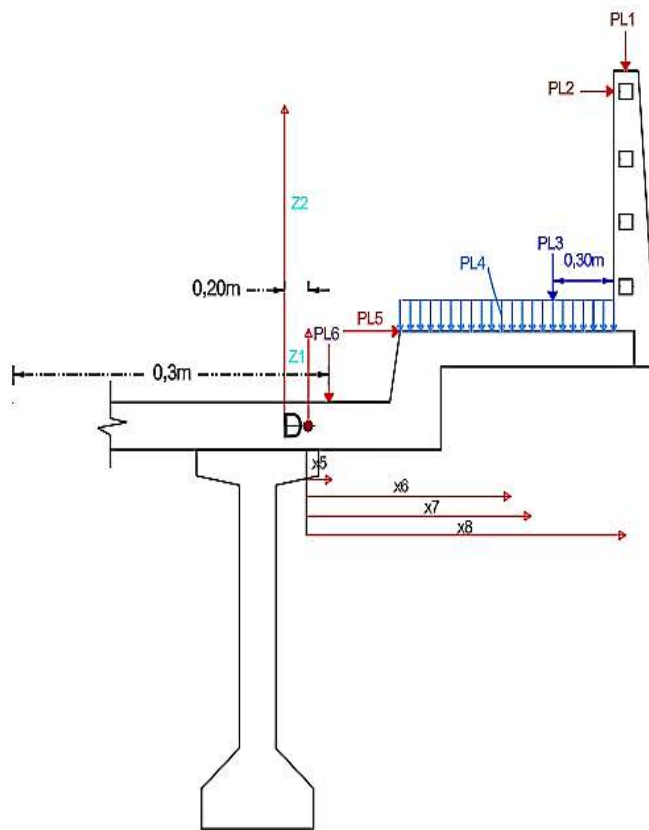
4.6.2.1.- Cargas Permanentes



$P_1 = 140,76 \text{ kg/m}$
 $P_2 = 342,00 \text{ kg/m}$
 $P_3 = 300,00 \text{ kg/m}$
 $P_4 = 192,00 \text{ kg/m}$
 $P_5 = 71,50 \text{ kg/m}$

$X_1 = 1,600 \text{ m}$
 $X_2 = 1,130 \text{ m}$
 $X_3 = 0,525 \text{ m}$
 $X_4 = 0,200 \text{ m}$
 $X_5 = 0,200 \text{ m}$

4.6.2.2.- Sobrecargas



PL1 = 148,83 kg	X8 = 1,560 m
PL2 = 239,55 kg	Z2 = 1,4125 m
PL3 = 1783,89 kg	X7 = 1,200 m
PL4 = 403,67 kg/m	X6 = 0,950 m
PL5 = 764,53 kg/m	Z1 = 0,400 m
PL6 = 7390,42 kg	X5 = 0,100 m

Seccion de diseño

$$D = \text{Ancho del ala viga} / 3 \leq 0,38 \text{ m}$$

4.6.2.3.- Analisis debido a Flexion

Hipotesis I: Se tomara en cuenta las cargas permanentes, capa de rodadura, cargas de barandado cargas peatonal, carga de colision y carga de rueda trasera.

Peso propio.

$$M_{DC} = P1.X1 + P2.X2 + P3.X3 + P4.X4$$

$$MDC = 807,58 \text{ kg.m/m}$$

Capa Rodadura

$$M_{DW} = P5.X4$$

$$MDW = 14,30 \text{ kg.m/m}$$

Sobrecargas

$$M_{LS} = PL1.X8 + PL2.Z2 + PL4.X6$$

$$MLS = 954,02 \text{ kg.m/m}$$

Carga choque lateral de un vehiculo

$$M_{CT} = PL5.Z1$$

$$MCT = 305,81 \text{ kg.m}$$

Para que la carga viva sea por metro de longitud se lo divide entre ancho de faja equivalente.

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
Hormigón: • Colado in situ	Vuelo	1140 + 0,833X

(Tabla 4.6.2.1.3-1)
AASHTO-LRFD

Calculo del ancho de faja

$$E = 1140 + 0,833.X$$

Armadura principal perpendicular al trafico

$$X = 0,65 - 0,30 - 0,25 = 0,1 \text{ m}$$

$$E = 1223,3 \text{ mm} : 1,22 \text{ m}$$

$$MLL = 724,97 \text{ kg.m/m}$$

Momento total por Carga Viva

$$M_{CV} = M_{LS} + 1,33.(M_{CT} + M_{LL})$$

$$M_{cv} = 2324,96 \text{ kg.m/m}$$

Momento ultimo de diseño (caso 1)

$$M_U = 1,25.M_{DC} + 1,5.M_{DW} + 1,75.M_{CV}$$

$$Mu = 5099,60 \text{ kg.m/m}$$

Hipotesis II : Se tomara en cuenta las cargas permanentes, capa de rodadura y rueda delantera en la acera.

Peso propio

$$M_{DC} = P1.X1 + P2.X2 + P3.X3 + P4.X4$$

$$MDC = 807,576 \text{ kg.m/m}$$

Capa Rodadura

$$M_{DW} = P5.X4$$

$$MDW = 14,3 \text{ kg.m/m}$$

Carga rueda delantera en la acera

$$M_{LL} = PL3.X7$$

$$MLL = 2140,67 \text{ kg.m}$$

Para que la carga viva sea por metro de longitud se lo divide entre ancho de faja equivalente.

Calculo del ancho de faja

$$E = 1140 + 0,833.X$$

Armadura principal perpendicular al trafico

$$\begin{array}{lcl} X = & 0,9 & \text{m} \\ E = & 1889,7 & \text{mm} \end{array} = 1,89 \text{ m}$$

$$MLL = 1359,37 \text{ kg.m/m} \qquad MIM = 448,59 \text{ kg.m/m}$$

Momento total por Carga Viva

$$M_{CV} = M_{LL} + M_{IM}$$

$$MCV = 1807,96 \text{ kg.m/m}$$

Momento ultimo de diseño (caso 2)

$$M_U = 1,25.M_{DC} + 1,5.M_{DW} + 1,75.M_{CV}$$

$$Mu = 4194,85 \text{ kg.m/m}$$

4.6.3.- Solicitaciones mayoradas

Losa Externa

$$Mu (-) = -5099,60 \text{ kg.m/m}$$

Losa Interna

$$Mu (+) = 4427,03 \text{ kg.m/m}$$

$$Mu (-) = -5726,22 \text{ kg.m/m}$$

Solo trabajaremos con las solicitaciones mas criticas y con esto calcularemos la armadura

para toda la losa.

$$\begin{aligned} M_u (+) &= 4427,03 \text{ kg.m/m} \\ M_u (-) &= -5726,22 \text{ kg.m/m} \end{aligned}$$

4.6.4.- Cálculo de armaduras

Diseño por flexión.-

$M_u =$	442703	kg.cm	Momento último
$f'_c =$	280	kg/cm ²	Resistencia Característica del H°A°
$f_y =$	5000	kg/cm ²	Resistencia Característica del Acero
$r =$	2,5	cm	Recubrimiento mínimo
$b =$	100	cm	Ancho de la sección
$h =$	20	cm	Altura
$\Phi =$	12	mm	Diámetro adop. de barra

Modulo de Rotura (**Art. 5.4.2.6**) y Momento de agrietamiento (**Art. 5.7.3.3.2**)

$$f_r = 0,63 * \sqrt{f'_c} = 3,33 \text{ Mpa} \qquad f_r = 33,34 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_c = \frac{b \cdot h^2}{6} = 6666,67 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} = S_c \cdot f_r = 222243,1 \text{ kg.cm}$$

$$\left. \begin{aligned} 1.2 * M_{cr} &= 266691,7 \text{ kg.cm} \\ 1.33 * M_u &= 588795,4 \text{ kg.cm} \end{aligned} \right\} M_r = 266691,73 \text{ kg.cm}$$

Momento de diseño:

$$\left. \begin{aligned} M_r &= 266691,7 \text{ kg.cm} \\ M_u &= 442703,3 \text{ kg.cm} \end{aligned} \right\} M_r = 442703,32 \text{ kg.cm}$$

Altura efectiva (d)

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} = 16,90 \text{ cm}$$

Altura de compresiones (a)

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 \cdot \frac{M_u}{f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 1,63 \text{ cm}$$

Armadura necesaria (As)

$$As_{nec} = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot a}{fy}$$

$$As = 7,75 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Armadura mínima

$$As_{min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

Cuantia minima:

$$\rho_{min} = \frac{0,0018 \cdot 420}{fy} = 0,00015$$

$$As_{min} = 2,56 \text{ cm}^2$$

Armadura máxima

$$As_{max} = \rho_{max} \cdot b \cdot d$$

$$Es = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

modulo de elasticidad del acero

$$\xi_c = 0,003$$

deformación del hormigón

Cuantía balanceada

$$\rho_b = 0,72 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \frac{\xi_c}{\xi_c + \frac{fy}{Es}} = 0,022$$

Cuantia maxima

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,016$$

$$As_{max} = 27,88 \text{ cm}^2$$

Como la armadura necesaria es mayor que la armadura mínima , entoces diseñamos con As.

$$As = 7,75 \text{ cm}^2 > As_{min} = 2,56 \text{ cm}^2$$

Ø (mm)	Nº Fierros	AØ (cm2)
12	7	7,92

Como la armadura necesaria es mayor que la armadura mínima , entoces diseñamos con As.
Para fines constructivos utilizaremos armadura en la parte superior del mismo diámetro.

Finalmente USAR:

$$\Phi \quad 12 \quad \text{mm} \quad \text{c/15 cm}$$

Armadura de distribución (perpendicular a la Armadura Principal)

$$As = 7,75 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$S = 2000 \text{ mm}$$

$$\Phi = 12 \text{ mm}$$

$$D = \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

$$D = 85,87 > 67 \%$$

Tomamos el 67 % para la armadura de distribución

Adopto: $D = 0,67$

$$A_{s_{distr}} = D \cdot A_s$$

As distr = 5,19 cm²/cm

Ø (mm)	Nº Fierros	AØ (cm ² /m)
12	5	5,65

Disposición de los hierros.

b = 95 cm
Φ = 12 mm

Finalmente USAR:

Φ 12 mm c/ 20 cm

4.6.5.- Calculo de la armadura de momentos negativos en la losa

Diseño por flexión.-

Mu =	572622	kg.cm	Momento último
f'c =	280	kg/cm ²	Resistencia Característica del HºAº
fy =	5000	kg/cm ²	Resistencia Característica del Acero
r =	2,5	cm	Recubrimiento mínimo
b =	100	cm	Ancho de la sección
h =	20	cm	Altura
Φ =	16	mm	Diámetro adop. de barra

Modulo de Rotura (**Art. 5.4.2.6**) y Momento de agrietamiento (**Art. 5.7.3.3.2**)

$$f_r = 0,63 * \sqrt{f'c} = 3,33 \text{ Mpa} \quad f_r = 33,34 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_c = \frac{b \cdot h^2}{6} = 6666,67 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} = S_c \cdot f_r = 222243,1 \text{ kg.cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} 1,2 \cdot M_{cr} = 266691,7 \text{ kg.cm} \\ 1,33 \cdot M_u = 761587,6 \text{ kg.cm} \end{array} \right\} M_r = 266691,73 \text{ kg.cm}$$

Momento de diseño:

$$\left. \begin{array}{l} M_r = 266691,7 \text{ kg.cm} \\ M_u = 572622,2 \text{ kg.cm} \end{array} \right\} M_r = 572622,24 \text{ kg.cm}$$

Altura efectiva (d)

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} = 16,70 \quad \text{cm}$$

Altura de compresiones (a)

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 \cdot \frac{M_U}{f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 2,06 \quad \text{cm}$$

Armadura necesaria (As)

$$As_{nec} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y}$$

$$As = 9,79 \quad \text{cm}^2/\text{cm}$$

Armadura mínima

$$As_{min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

Cuantía mínima:

$$\rho_{min} = \frac{0,0018 \cdot 420}{f_y} = 0,00015$$

$$As_{min} = 2,53 \quad \text{cm}^2$$

Armadura máxima

$$As_{max} = \rho_{max} \cdot b \cdot d$$

$$Es = 2000000 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{modulo de elasticidad del acero}$$

$$\xi_c = 0,003 \quad \text{deformación del hormigón}$$

Cuantía balanceada

$$\rho_b = 0,72 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{\xi_c}{\xi_c + \frac{f_y}{Es}} = 0,022$$

Cuantía maxima

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,016$$

$$As_{max} = 27,55 \quad \text{cm}^2$$

Como la armadura necesaria es mayor que la armadura mínima , entoces diseñamos con As.

$$As = 9,79 \quad \text{cm}^2 > As_{min} = 2,53 \quad \text{cm}^2$$

Ø (mm)	Nº Fierros	AØ (cm2)
16	5	10,05

Como la armadura necesaria es mayor que la armadura mínima , entoces diseñamos con As.
Para fines constructivos utilizaremos armadura en la parte superior del mismo diámetro.

Finalmente USAR:

$$\phi \quad 16 \quad \text{mm} \quad \text{c/20 cm}$$

Armadura de distribución (perpendicular a la Armadura Principal)

$$A_s = 9,79 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$S = 2000 \text{ mm}$$

$$\Phi = 16 \text{ mm}$$

$$D = \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

$$D = 85,87 > 67 \%$$

kg.C138cm

Tomamos el 67 % para la armadura de distribución

Adopto: $D = 0,67$

$$A_{s_{distr}} = D.A_s$$

$$A_s \text{ distr} = 6,56 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Ø (mm)	Nº Fierros	AØ (cm ² /m)
16	4	8,04

Finalmente USAR:

$$\Phi \quad 16 \quad \text{mm} \quad \text{c/ 25 cm}$$

Resumen de la Armadura

As. Principal (+).- (Perpendicular al trafico).

usamos 211 Ø 12 mm C / 15 cm

As. Secundaria (+).- (Paralela al trafico).

usamos 37 Ø 12 mm C / 20 cm

As. Principal (-).- (Perpendicular al trafico).

usamos 151 Ø 16 mm C / 20 cm

As. Secundaria (-).- (Paralela al trafico).

usamos 31 Ø 16 mm C / 25 cm

4.7.- DISEÑO DE VIGA DE H°P° CON ARMADURAS POSTESAS

L =	30,00	m	Longitud total de la viga
Lc =	29,40	m	Longitud de calculo
Acarril =	7,30	m	Ancho de carril
S =	2,00	m	Separacion de vigas
hf =	0,20	m	Espesor de la losa
bw =	0,20	m	Espeso del alma
vuelo =	0,65	m	vuelo
N =	2,00		Numero de carriles

4.7.1.- Materiales

	LOSA		VIGA	
f`c =	280	kg/cm2	f`c =	350 kg/cm2
γH°A° =	2400	kg/m3	fy =	5000 kg/cm2
γCR =	2200	kg/m3	Es =	1950000 kg/cm2

4.7.2.- Cálculo del ancho del Ala Efectivo

Para vigas interiores el ancho del ala efectivo se puede tomar como el menor valor entre:

1.- Un cuarto de la longitud de tramo efectiva

$$be = \frac{Lc}{4} = 7,35 \quad m$$

2.- 12,0 veces el espesor promedio de la losa, más el ancho del alma o el semiancho del ala superior de la viga, cualquiera sea el valor que resulte mayor.

$$be = 12.hf + bw = 2,60 \quad m$$

3.- La separación promedio de las vigas adyacentes.

$$be = S = 2,00 \quad m$$

Finalmente tomamos el menor valor

$$be = 2,00 \quad m$$

Para vigas exteriores el ancho de ala efectivo se puede tomar como el semiancho efectivo de la viga interior adyacente, más el menor valor entre:

1.- Un octavo de la longitud de tramo efectiva;

$$be = \frac{Lc}{8} = 3,68 \quad m$$

2.- 6,0 veces el espesor promedio de la losa, más el semiespesor del alma o un cuarto del ancho del ala superior de la viga de base, cualquiera sea el valor que resulte mayor.

$$be = 6.hf + bw = 1,4 \quad m$$

3.- El ancho del vuelo.

$$be = 0,65 \quad m$$

Finalmente tomamos el menor valor

$$be = 0,65 \quad m$$

4.7.3.- Sección Homogenizada

$$b_e = 2 \text{ m}$$

Módulo de elasticidad del Hormigón.

$$E_c = 15100 \sqrt{f'c}$$

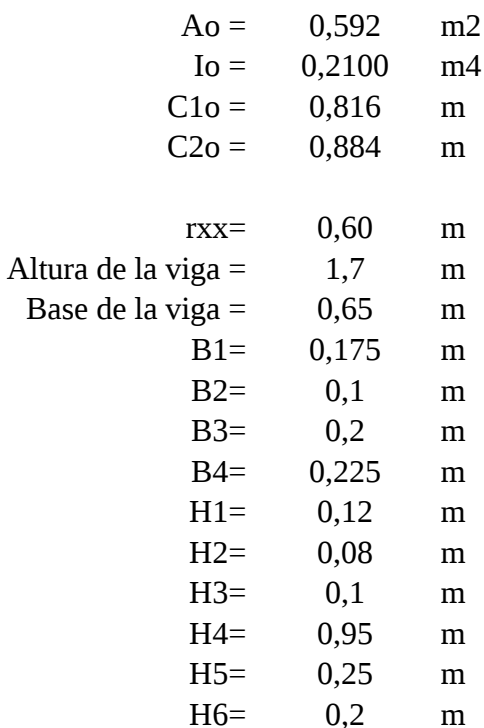
$$E_{c \text{ LOSA}} = 252671,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{c \text{ VIGA}} = 282495,13 \text{ kg/cm}^2$$

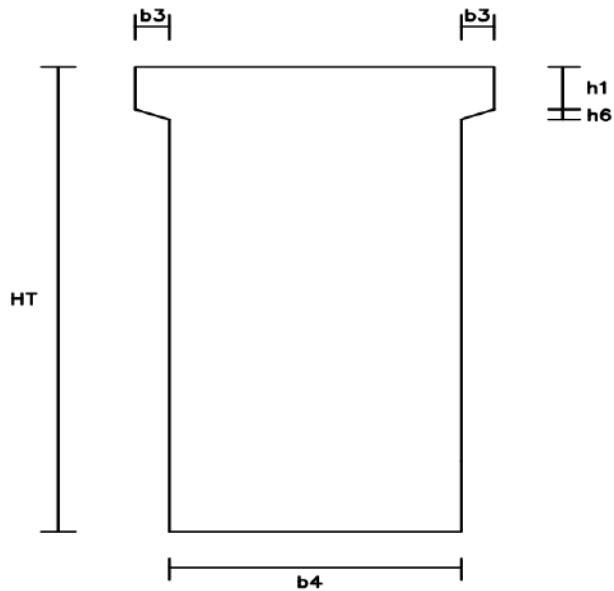
$$n = \frac{E_{c \text{ Losa}}}{E_{c \text{ Viga}}} = 0,89$$

$$b = n.b_e = 1,79 \text{ m}$$

Propiedades de la seccion neta en tiempo cero

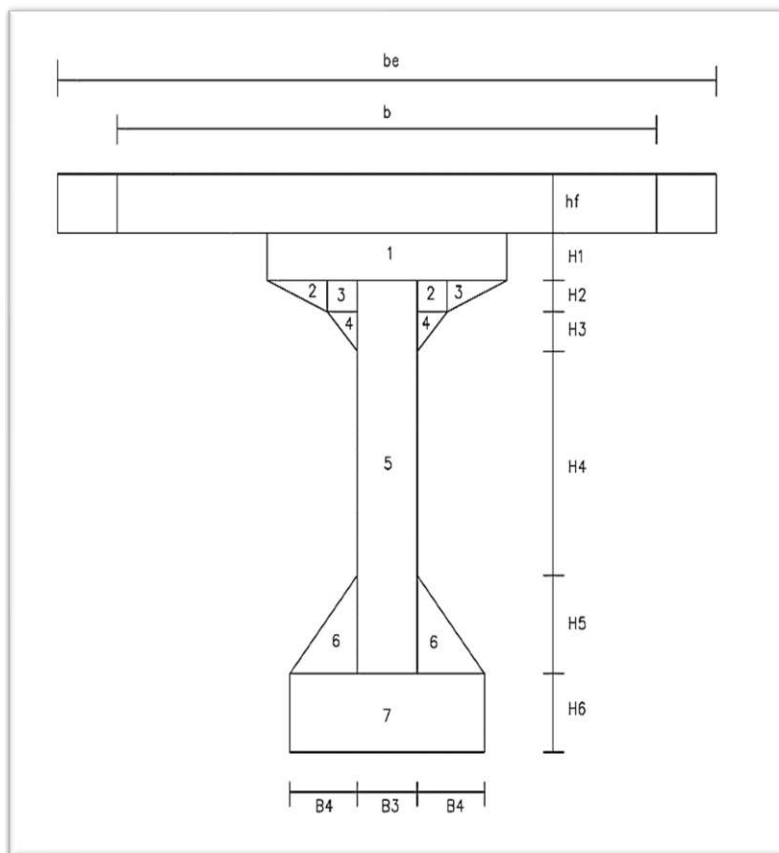
[illegible]

Seccion en el apoyo



b3=	0,05 m
b4=	0,65 m
h1=	0,12 m
h6=	0,149 m
Ao=	1,124 m2

Propiedades de la seccion en tiempo infinito



b =	1,549	m
be =	2	m
hf =	0,2	m
HT =	1,9	m

$A_{\infty} =$	0,902	m2
$I_{\infty} =$	0,40802	m4
$C1_{\infty} =$	0,746	m
$C2_{\infty} =$	1,154	m

fig.	A	Yc	A*Yc	Ixc	d	A*d^2	Ixc+A*d^2
1	0,592	0,82	0,483	0,2100	0,338	0,06764944	0,27766
2	0,310	1,80	0,558	0,0010	0,646	0,12932659	0,13036
							0,40802

4.7.5.- Analisis de cargas de las vigas.

Lc =	29,4	m	Longitud de calculo
hf =	0,2	m	Espesor de la losa
bw =	0,2	m	Espesor del alma
vuelo =	0,65	m	Vuelo
S =	2	m	Separacion de vigas

Distribucion de sobre cargas por carril para momentos en vigas interiores.

Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado:	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
		$0,06 + \left(\frac{S}{4300} \right)^{0,4} \left(\frac{S}{L} \right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0,1}$	
		Dos o más carriles de diseño cargados:	
		$0,075 + \left(\frac{S}{2900} \right)^{0,6} \left(\frac{S}{L} \right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0,1}$	
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$

Datos :

Lc =	29400	mm	Longitud de calculo
S =	2000	mm	Separacion de vigas
ts =	20	cm	espesor de losa
A =	5922,5	cm ²	
I =	21001316,3	cm ⁴	
eg =	98,41	cm	

$$n = \frac{Ec_{viga}}{Ec_{losa}} = 1,12$$

$$K_g = n * (I + A * eg^2) = 87606833,5 \text{ cm}^4$$

$$\left(\frac{K_g}{L * ts^3} \right)^{0,1} = 1,141$$

$$gi = 0,06 + \left(\frac{S}{4300} \right)^{0,4} \cdot \left(\frac{S}{L} \right)^{0,3} \cdot \left(\frac{K_g}{L * ts^3} \right)^{0,1} = 0,435 \quad \text{Un carril de diseño cargado}$$

$$gi = 0,06 + \left(\frac{S}{2900} \right)^{0,6} \cdot \left(\frac{S}{L} \right)^{0,2} \cdot \left(\frac{K_g}{L * ts^3} \right)^{0,1} = 0,608 \quad \text{Dos carriles de diseño cargados}$$

Distribucion de sobre cargas por carril para momento en vigas exteriores

Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e \cdot g_{interior}$ $e = 0,77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$

$$d_e = 650 \text{ mm}$$

Distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico

$$e = 0,77 + \frac{d_e}{2800} = 1,002$$

$$g = e \cdot g_{interior} = 0,609 \quad \text{Dos carriles de diseño cargados}$$

Distribucion de sobre cargas por carril para corte en vigas interiores.

Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0,36 + \frac{S}{7600}$	$0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700} \right)^{2,0}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $110 \leq t_s \leq 300$ $N_b \geq 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$

$$S = 2000 \text{ mm}$$

$$g_i = 0,36 + \frac{S}{7600} = 0,623 \quad \text{Un carril de diseño cargado}$$

$$g_i = 0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700} \right)^{2,0} = 0,721 \quad \text{Dos carriles de diseño Cargados}$$

Distribucion de sobre carfas por carril para corte en vigas exteriores.

Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			$e = 0,6 + \frac{d_e}{3000}$	
		Ley de momentos		$N_b = 3$

Fuente: Tabla 4.6.2.2.3b-1 (ESPECIFICACIONES AASHTO LRFD)

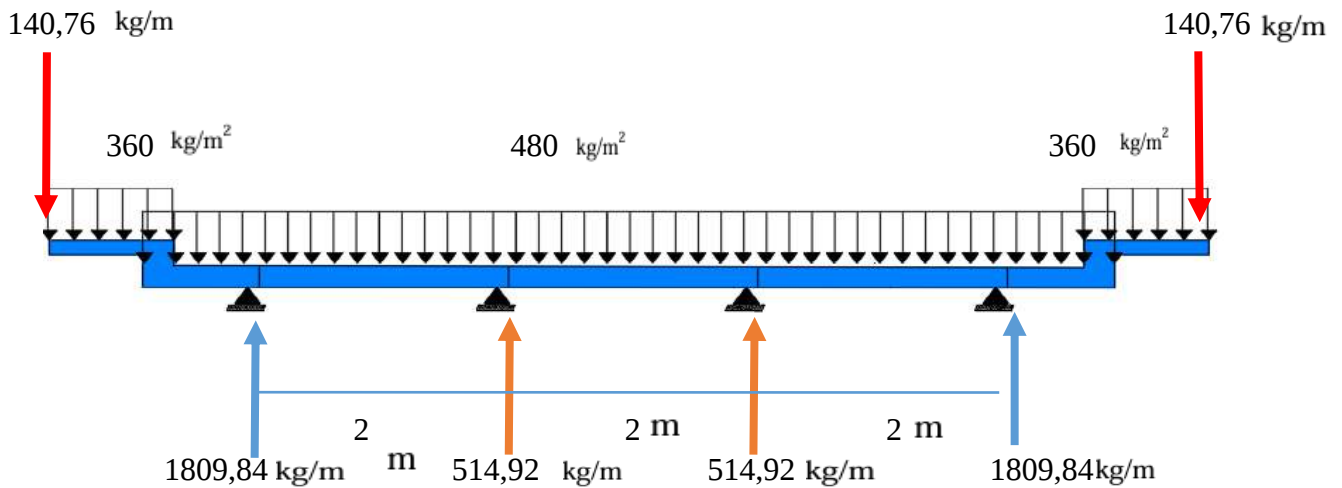
de = 650 mm Distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico

$$e = 0,6 + \frac{d_e}{3000} = 0,817$$

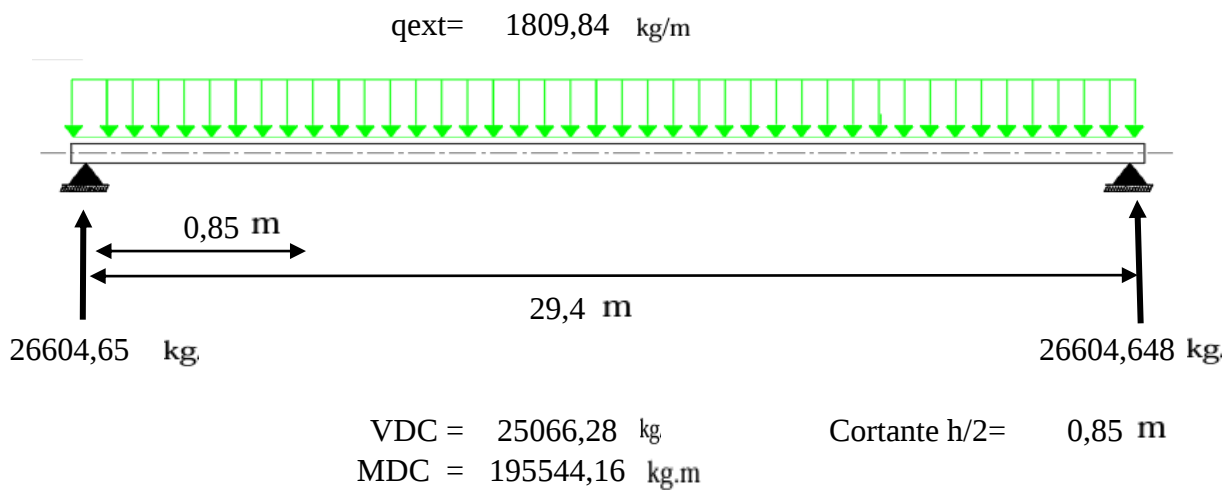
$$g = e * g_{interior} = 0,589 \quad \text{Dos carriles de diseño cargados}$$

4.7.6.- Cálculo de cargas permanentes.

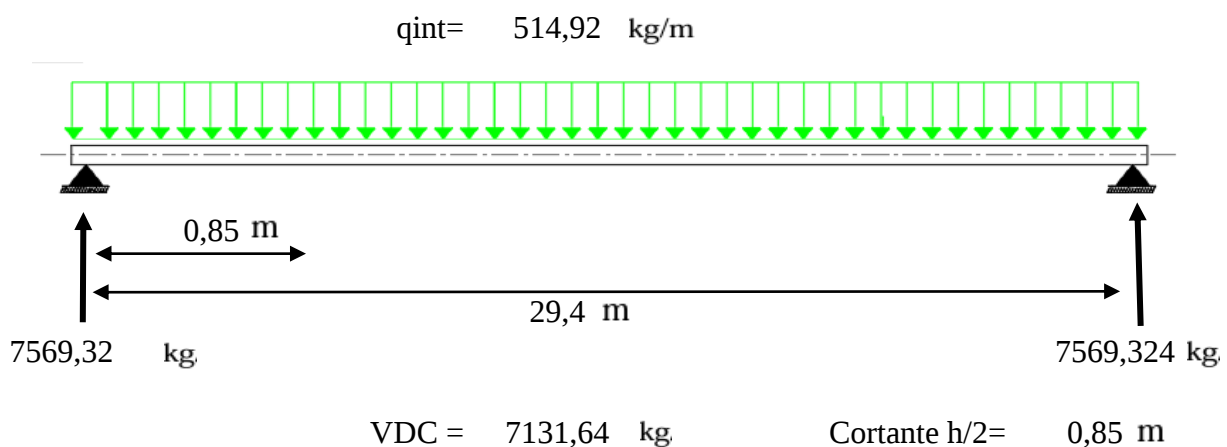
Carga peso propio: postes, baranda, acera, bordillo y losa.



Viga exterior

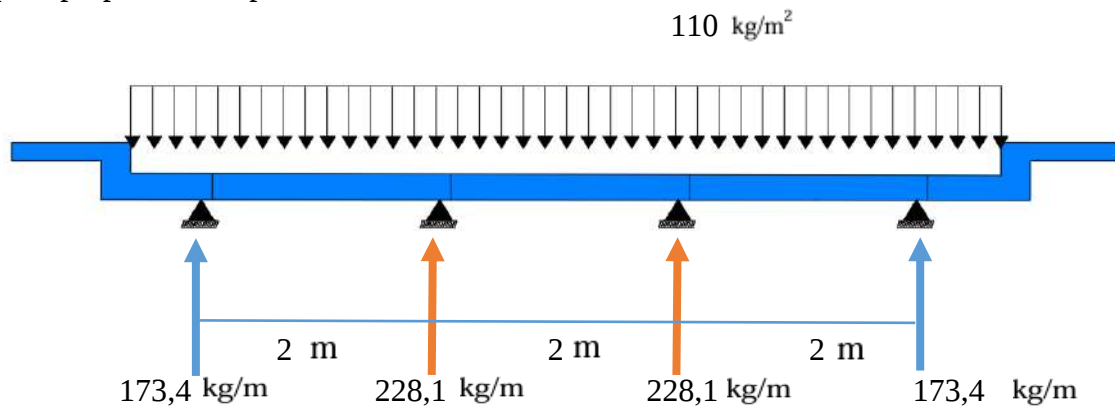


Viga interior



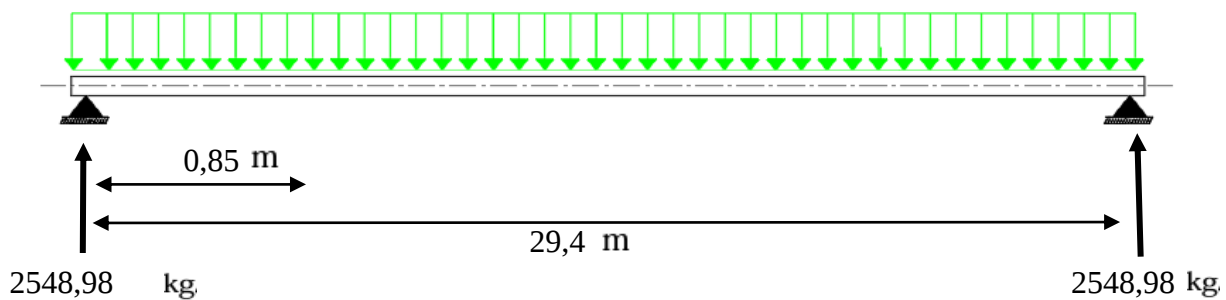
$$\text{MDC} = 55634,53 \text{ kg.m}$$

Carga peso propio de la capa de rodadura



Viga exterior

$$q_{\text{ext}} = 173,4 \text{ kg/m}$$

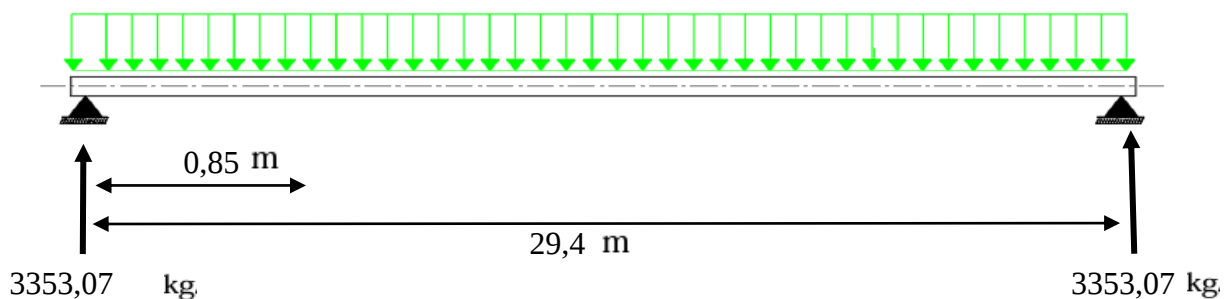


$$\begin{aligned} \text{VDC DW} &= 2401,59 \text{ kg} \\ \text{MDC DW} &= 18735,00 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\text{Cortante } h/2 = 0,85 \text{ m}$$

Viga interior

$$q_{\text{int}} = 228,1 \text{ kg/m}$$

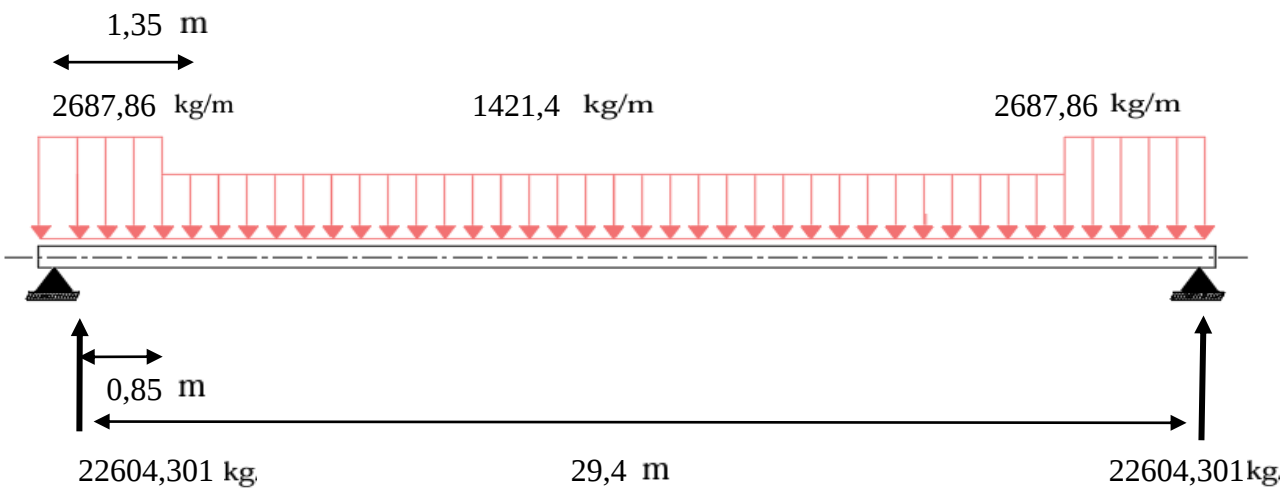


$$\begin{aligned} \text{VDC DW} &= 3159,19 \text{ kg} \\ \text{MDC DW} &= 24645,06 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\text{Cortante } h/2 = 0,85 \text{ m}$$

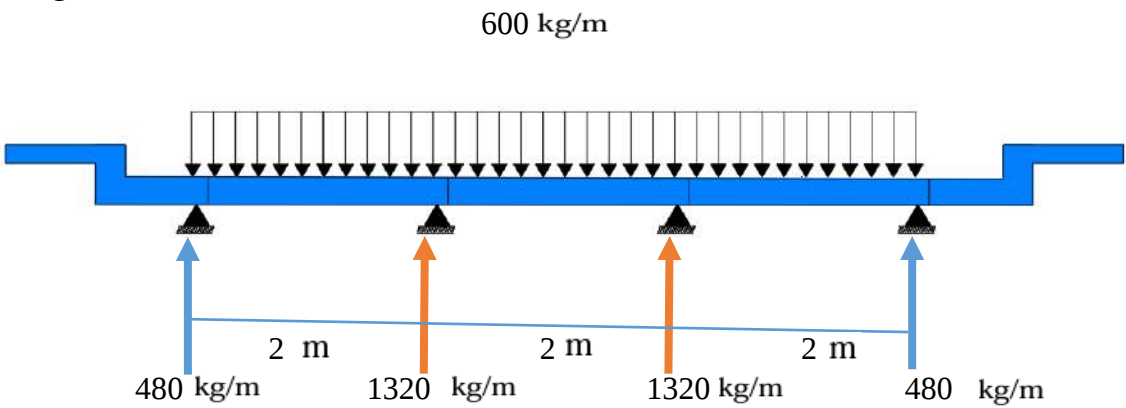
Peso propio de la viga

seccion apoyo = 1,12 m2
qpp.viga= 1421 kg/m
qpp.apoyos= 2687,86 kg/m

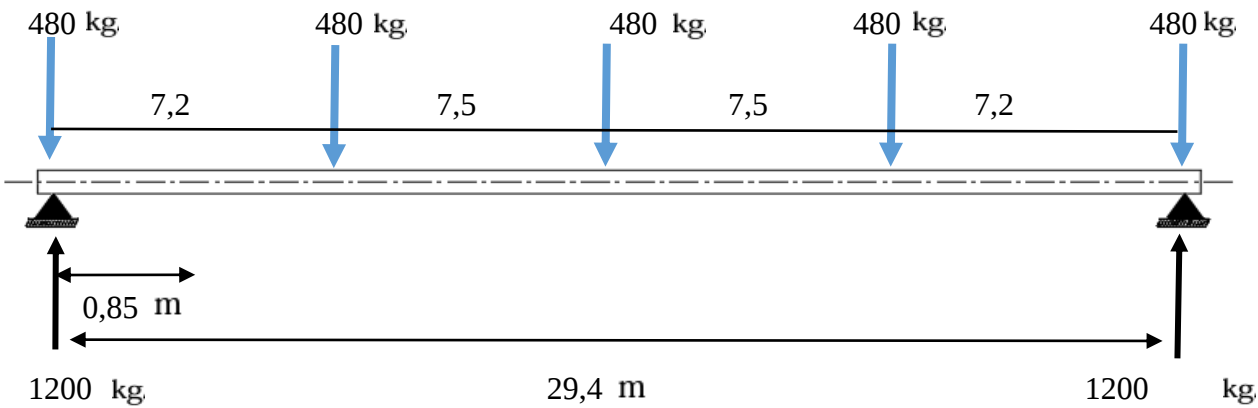


VDC viga = 20319,62 kg Cortante h/2= 0,85 m
MDC viga = 154729,22 kg.m

Peso Diafragma



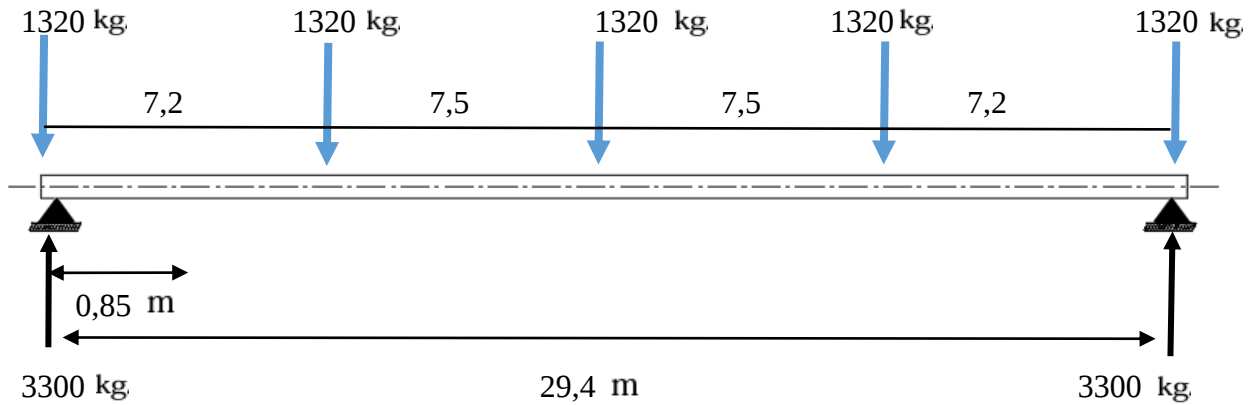
Viga Exterior



VDC Diaf. = 720,00 kg
MDC Diaf. = 6984,00 kg.m

Cortante h/2= 0,85 m

Viga Interior



VDC Diaf. = 1980,00 kg
MDC Diaf. = 19206,00 kg.m

Cortante h/2= 0,85 m

Resumen de los Momentos y Cortantes de las Cargas Permanentes.

Componente	M. Viga Int. (kg.m)	M. Viga Ext. (kg.m)	V. Viga Int. (kg)	V. Viga Ext. (kg)
DC	55634,53	195544,16	7131,64	25066,28
CD Viga	154729,22	154729,22	20319,62	20319,62
CD Diaf.	19206,00	6984,00	1980,00	720,00
Σ CD	229569,76	357257,39	29431,26	46105,90
CD Rod.	24645,06	18735,00	3159,19	2401,59

4.7.7.- Carga Viva

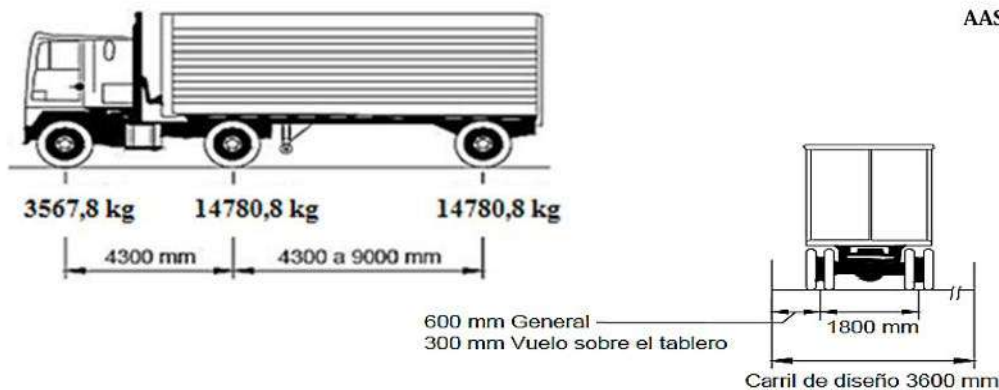
4.7.7.1.-Momento de la carga viva

Camion de diseño

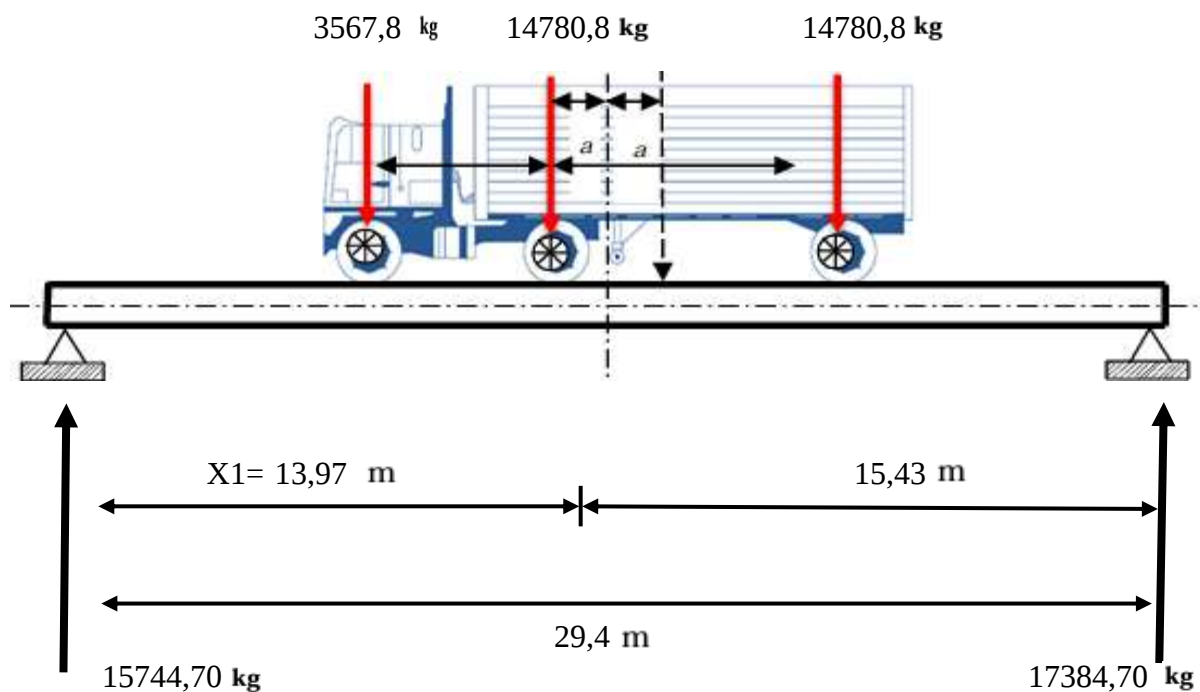
El camión de diseño es el típico semitrailer: el eje frontal es de 35 kN (3567,8 kg) seguido a 4.3 m de un eje de 145 kN (14780,8 kg) y finalmente un eje posterior de 145 kN (14780,8 kg) que está ubicado a una distancia variable de 4,3 m a 9,0 m. Este camión de diseño ha sido usado por AASHTO (1996).

(Art. 3.6.1.2.2)

AASHTO-LRFD



$d = 4,3 \text{ m}$



$$R = 33129,4 \text{ kg}$$

$$a = 0,728 \text{ m}$$

El Momento Maximo ocurre bajo la carga mas cercana a la Resultante, a X_1 del apoyo izquierdo. Entonces el momento Maximo debido al camion es igual:

$$MLL = 204648,30 \text{ kg.m}$$

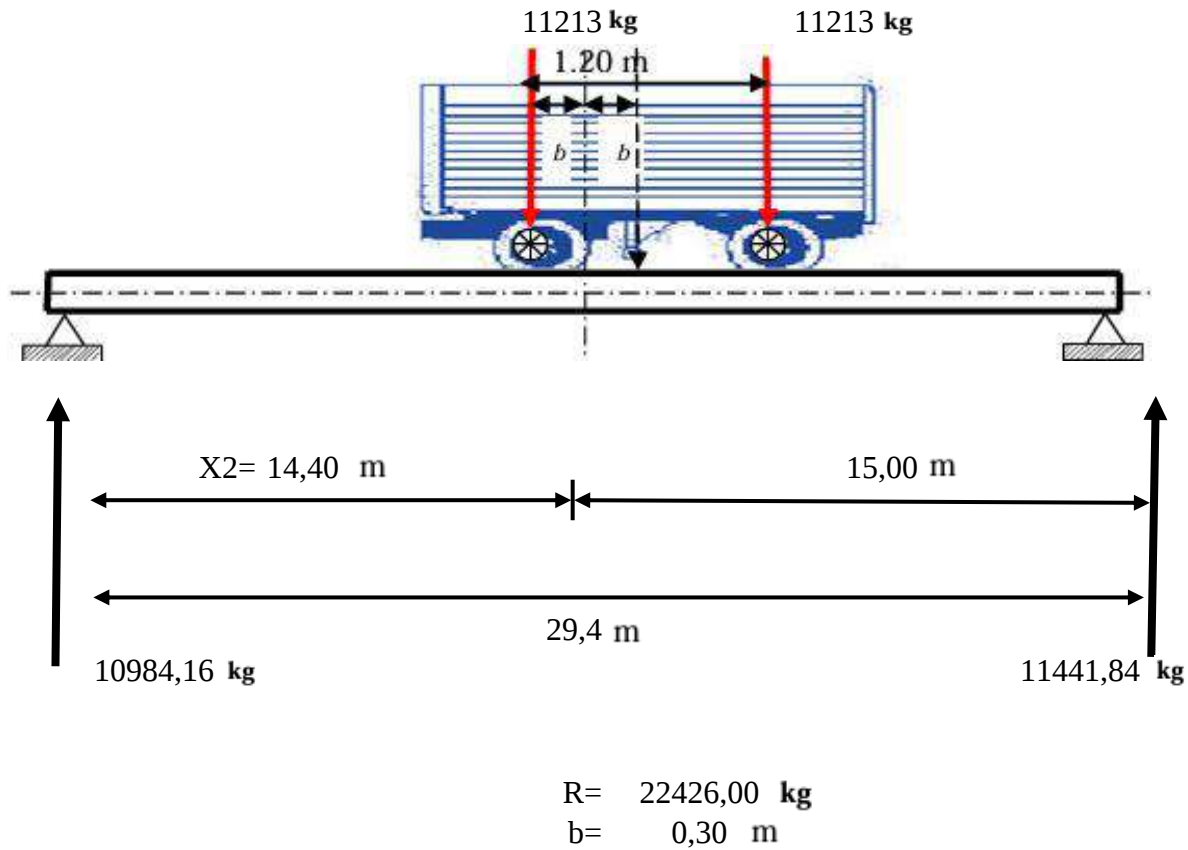
Tandem de Diseño

La segunda configuración es el camión tandem de diseño. Consiste en dos ejes de 110 kN (11213,0 kg) espaciados a 1.2 m.

$$d = 1,2 \text{ m}$$

(Art. 3.6.1.2.3)

AASHTO-LRFD

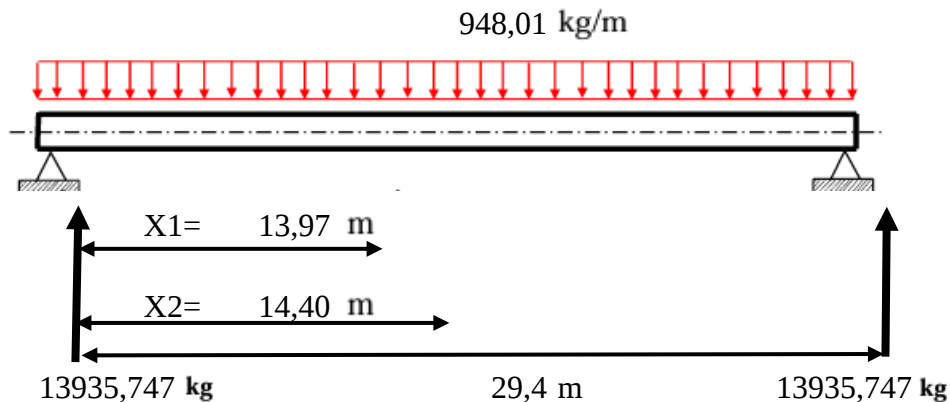


El Momento Maximo ocurre bajo la carga mas cercana a la Resultante, a X1 del apoyo izquierdo. Entonces el momento Maximo debido al camion es igual:

$$MLL = 158171,95 \text{ kg.m}$$

Carga de Carril de Diseño

La tercera carga es la línea de diseño que consiste en una carga distribuida de 9,3 N/mm (948,01 kg/m) y se asume que ocupa una región de 3.0 m transversalmente. Esta carga es similar a la línea de carga usada por AASHTO durante muchos años, excepto que esta no necesita cargas concentradas.



Entonces el momento debido a la Carga de carril a una distancia X1.

$$MLL = 102176,7 \text{ kg.m}$$

Entonces el momento debido a la Carga de carril a una distancia X2.

$$MLL = 102385,08 \text{ kg.m}$$

4.7.7.2.- Cortantes de la Carga Viva.

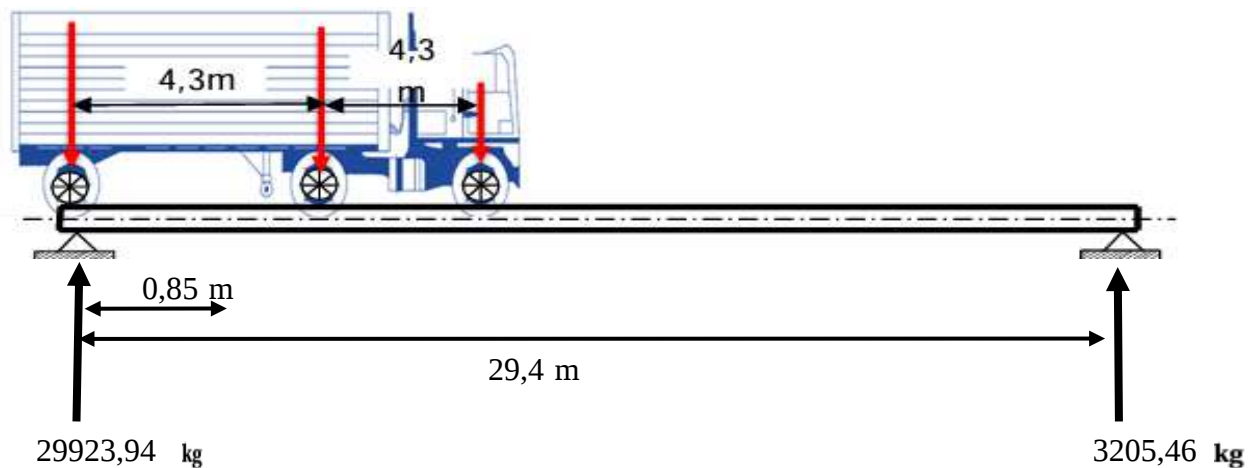
Carga de Camion

$$s = 4,3 \text{ m}$$

14780,8kg

14780,8kg

3567,8 kg

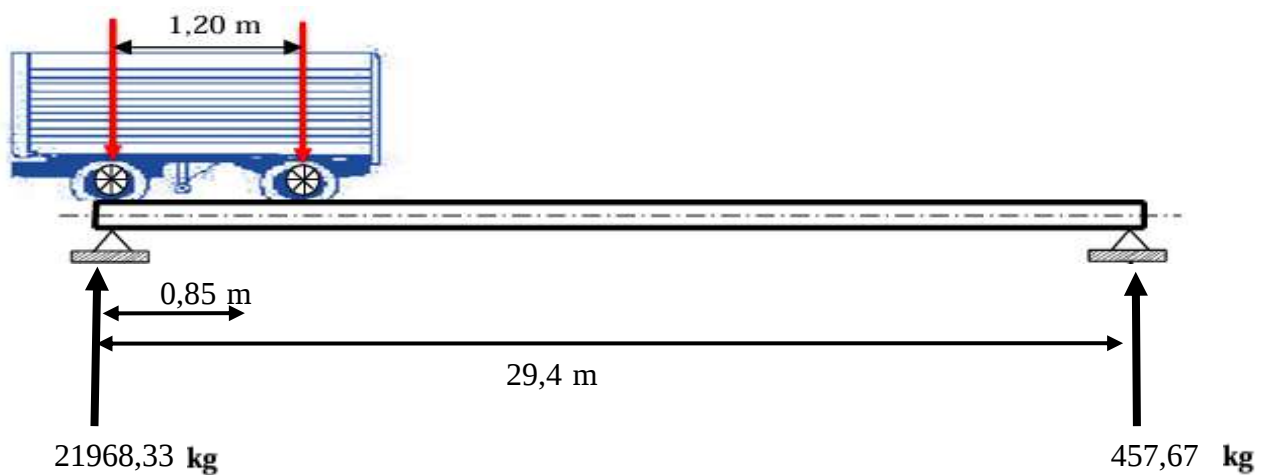


$$\text{Cortante a una distancia } h/2 = 15143,14 \text{ kg}$$

Carga de Tandem

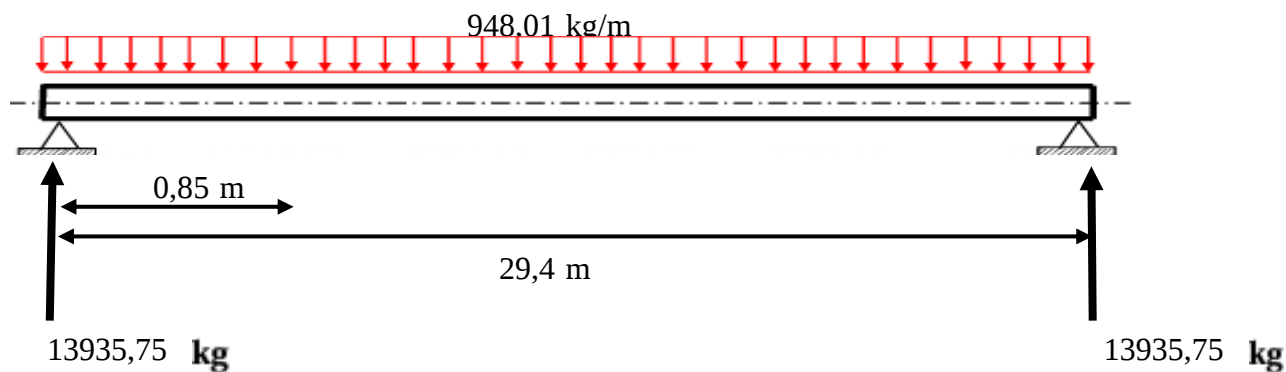
11213 kg

11213 kg



$$\text{Cortante a una distancia } h/2 = 10755,33 \text{ kg}$$

Carga de Carril



Cortante a una distancia $h/2 = 13129,94 \text{ kg}$

Resumen de factores de Distribucion				
Factores	M. Viga Int.	M. Viga Ext.	V. Viga Int.	V. Viga Ext.
Distribucion	0,608	0,609	0,721	0,589

Resumen de los Momentos y Cortantes de las Sobrecargas

Componente	M. Viga (kg.m)	V. Viga (kg)	Componente	M. Viga (kg.m)	V. Viga (kg)
CV Camion	204648,30	15143,14	CV Tandem	158171,95	10755,33
CV Carril	102176,74	13129,94	CV Carril	102385,08	13129,94
ΣCV	306825,04	28273,08	ΣCD	260557,03	23885,27

Elijio mayor				
Componente	M. Viga Int. (kg.m)	M. Viga Ext. (kg.m)	V. Viga Int. (kg)	V. Viga Ext. (kg)
CV Camion	124450,93	124717,61	10912,42	8911,81
CV Carril	62135,82	62268,97	9461,67	7727,03
ΣCV	186586,76	186986,58	20374,09	16638,84

Factor de Carga			
Estado	MDC	MDW	MCV
Resistencia I	1,25	1,50	1,75
Resistencia III	1,25	1,50	-
Resistencia V	1,25	1,50	1,35
Servicio I	1,00	1,00	1,00

Para Tiempo $T=0$

Momento Maximo

Momento Factorado					
Estado	MDC	MDW	MCV	MIM	Mu (kg.m)
Mo (kg.m)	154729,22	0	0	0	154729,22
Resistencia I	193411,53	0	0	0	193411,53
ResistenciaIII	193411,53	0	0	0	193411,53
Resistencia V	193411,53	0	0	0	193411,53
Servicio I	154729,22	0	0	0	154729,22

Cortante Maxino

Momento Factorado					
Estado	VDC	VDW	VCV	VIM	Vu (kg)
Mo (kg.m)	20319,62	0	0	0	20319,62
Resistencia I	25399,53	0	0	0	25399,53
ResistenciaIII	25399,53	0	0	0	25399,53
Resistencia V	25399,53	0	0	0	25399,53
Servicio I	20319,62	0	0	0	20319,62

Para Tiempo $T=\infty$

Momento Maximo (Viga Interior)

Momento Factorado					
Estado	MDC	MDW	MCV	MIM	Mu (kg.m)
Mo (kg.m)	229569,76	24645,06	186586,76	41068,80821	481870,38
Resistencia I	286962,20	36967,60	326526,82	41068,81	691525,42
ResistenciaIII	286962,20	36967,60	0,00	0,00	323929,79
Resistencia V	286962,20	36967,60	251892,12	41068,81	616890,72
Servicio I	229569,76	24645,06	186586,76	41068,81	481870,38

Momento Maximo (Viga Exterior)

Momento Factorado					
Estado	MDC	MDW	MCV	MIM	Mu (kg.m)
Mo (kg.m)	357257,39	18735,00	186986,58	41156,81279	604135,79
Resistencia I	446571,73	28102,50	327226,52	41156,81279	843057,57
ResistenciaIII	446571,73	28102,50	0,00	0	474674,24
Resistencia V	446571,73	28102,50	252431,89	41156,81279	768262,94
Servicio I	357257,39	18735,00	186986,58	41156,81279	604135,79

Cortante Maxino (Viga Interior)

Cotante Factorado					
Estado	VDC	VDW	VCV	VIM	Vu (kg.m)
Vo (kg.m)	29431,26	3159,19	20374,09	3601,10	56565,63
Resistencia I	36789,08	4738,78	35654,66	3601,10	80783,61
ResistenciaIII	36789,08	4738,78	0,00	0,00	41527,86
Resistencia V	36789,08	4738,78	27505,02	3601,10	72633,97
Servicio I	29431,26	3159,19	20374,09	3601,10	56565,63

Cortante Maximo (Viga Exterior)

Cotante Factorado					
Estado	VDC	VDW	VCV	VIM	Vu (kg.m)
Vo (kg.m)	46105,90	2401,59	16638,84	2940,90	68087,23
Resistencia I	57632,38	3602,39	29117,97	2940,90	93293,63
ResistenciaIII	57632,38	3602,39	0,00	0,00	61234,77
Resistencia V	57632,38	3602,39	22462,43	2940,90	86638,10
Servicio I	46105,90	2401,59	16638,84	2940,90	68087,23

Estado de Servicio para el calculo de la Fuerza de Pretensado Inicial

Mu ext = 604135,79 kg.m El momento de la viga exterior es mayor

Mu int = 481870,38 kg.m

Para el Estado de Resistencia y obtener la Armadura

Mu ext = 843057,57 kg.m El momento de la viga exterior es mayor

Mu int = 691525,42 kg.m

Para el Estado de Resistencia

Vu ext = 93293,63 kg La cortante de a viga exterior es mayor

Vu int = 80783,61 kg

Condiciones

$$f'_{ci} = 0,7 \cdot f'_c = 245 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Resistencia del concreto al momento de la transferencia}$$

Esfuerzos permisible inmediatamente despues de la transferencia.

T= 0

fibra superior tension

fibra inferior compresion

$$f_{ti} = 0,8 \cdot \sqrt{f'_{ci}} \quad \text{kg/cm}^2$$

$$f_{ci} = -0,6 \cdot f'_{ci} \quad \text{kg/cm}^2$$

$$f_{ti} = 12,52 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$f_{ci} = -147 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$f_{ti} = 125219,8 \quad \text{kg/m}^2$$

$$f_{ci} = -1470000 \quad \text{kg/m}^2$$

Esfuerzos permisible bajo carga de servicio, despues de todas las perdidas.

T= ∞

fibra superior compresion

fibra inferior tension

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

$$f_{ts} = 1,6 \cdot \sqrt{f'_c} \quad \text{kg/cm}^2$$

$$f_{cs} = -157,50 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$f_{ts} = 29,93 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$f_{cs} = -1575000 \quad \text{kg/m}^2$$

$$f_{ts} = 299333 \quad \text{kg/m}^2$$

4.7.8.- Determinacion de la fuerza de pretensado

$$\text{Recubrimiento minimo} = 10,00 \text{ cm}$$

Datos

$$C_{10} = 0,88 \quad \text{m}$$

$$C_{1\infty} = 0,75 \quad \text{m}$$

$$C_{20} = 0,82 \quad \text{m}$$

$$C_{2\infty} = 1,15 \quad \text{m}$$

$$e_0 = 0,58 \quad \text{m}$$

$$e_{\infty} = 0,91 \quad \text{m}$$

$$A_0 = 0,59 \quad \text{m}^2$$

$$A_{\infty} = 0,90 \quad \text{m}^2$$

$$I_0 = 0,21 \quad \text{m}^4$$

$$I_{\infty} = 0,41 \quad \text{m}^4$$

$$M_0 = 154729,22 \quad \text{kg.m}$$

$$M_{\infty} = 604135,79 \quad \text{kg.m}$$

$$n = 0,80$$

En tiempo o

fibra superior tension

fibra inferior compresion

$$P_0 \leq \left(\frac{\frac{M_0 \cdot C_{10}}{I_0} + f_{ti}}{\frac{e_0 \cdot C_{10}}{I_0} - \frac{1}{A_0}} \right)$$

$$P_0 \leq \left(\frac{\frac{M_0 \cdot C_{20}}{I_0} - f_{ci}}{\frac{e_0 \cdot C_{20}}{I_0} + \frac{1}{A_0}} \right)$$

$$P_o \leq 1055202,2 \text{ kg}$$

$$P_o \leq 527544,2 \text{ kg}$$

En tiempo ∞

fibra superior compresion

fibra inferior tension

$$P_o \geq \left(\frac{\frac{Mt \cdot C_{1\infty}}{I_{\infty}} + fcs}{n \cdot \left(\frac{e_{\infty} \cdot C_{1\infty}}{I_{\infty}} - \frac{1}{A_{\infty}} \right)} \right)$$

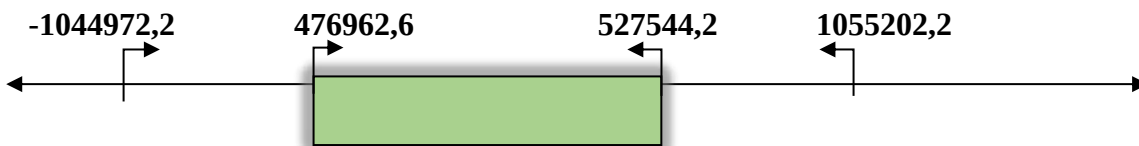
$$P_o \geq \left(\frac{\frac{Mt \cdot C_{2\infty}}{I_{\infty}} - fts}{n \cdot \left(\frac{e_{\infty} \cdot C_{2\infty}}{I_{\infty}} + \frac{1}{A_{\infty}} \right)} \right)$$

$$P_o \geq -1044972 \text{ kg}$$

$$P_o \geq 476962,6 \text{ kg}$$

CONJUNTO SOLUCION

En rango de conjunto solucion



Adoptando tendones de grado 270 de 0,5" tesando a 0,74.fpu se obtiene el numero de tendones.

$$fpu = 18980 \text{ kg/cm}^2$$

$$At = 0,987 \text{ cm}^2$$

$$\text{Fuerza por toron} = 0,74 \cdot fpu \cdot At = 13862,6 \text{ kg}$$

$$\frac{476962,60}{13862,6} \leq N^{\circ} \leq \frac{527544,20}{13862,6}$$

$$34 \leq N^{\circ} \leq 38$$

Coloco 3 vainas de 12 torones c/u.

$$N^{\circ} \text{ TORONES} = 36$$

FUERZA DE PRETENSADO = P_o FINAL

$$P_o = 499053,60 \text{ kg}$$

$$476963 \text{ kg} \leq P_o \leq 527544 \text{ kg}$$

4.7.9.- Calculo de Excentrecidades.

PARA

$$T = 0$$

$$x = Lc/2 \quad \text{Entonces}$$

$$M_{ox} = 154729,225 \text{ kg,m}$$

fibra superior tension

$$ex \leq \frac{f_{ti} * I_o}{P_o * C_{10}} + \frac{I_o}{C_{10} * A_o} + \frac{M_{ox}}{P_o}$$

$$ex \leq 0,771 \quad m$$

fibra inferior compression

$$ex \leq -\frac{f_{ci} * I_o}{P_o * C_{20}} - \frac{I_o}{C_{20} * A_o} + \frac{M_{ox}}{P_o}$$

$$ex \leq 0,634 \quad m$$

T= 0

x = 0 y Lc Entonces

M_{ox} = 0 kg.m

fibra superior tension

fibra inferior compression

$$ex \leq \frac{f_{ti} * I_o}{P_o * C_{10}} + \frac{I_o}{C_{10} * A_o} + \frac{M_{ox}}{P_o}$$

$$ex \leq 0,461 \quad m$$

$$ex \leq -\frac{f_{ci} * I_o}{P_o * C_{20}} - \frac{I_o}{C_{20} * A_o} + \frac{M_{ox}}{P_o}$$

$$ex \leq 0,324 \quad m$$

PARA

T= ∞

x = Lc/2 Entonces

M_{tx} = 604135,788 kg.m

fibra superior compresion

fibra inferior tension

$$ex \geq \frac{f_{cs} * I_{\infty}}{\eta * P_o * C_{1\infty}} + \frac{I_{\infty}}{C_{1\infty} * A_{\infty}} + \frac{M_{tx}}{\eta * P_o}$$

$$ex \geq -0,038 \quad m$$

$$ex \geq -\frac{f_{ts} * I_{\infty}}{n * P_o * C_{2\infty}} - \frac{I_{\infty}}{C_{2\infty} * A_{\infty}} + \frac{M_{tx}}{n * P_o}$$

$$ex \geq 0,456 \quad m$$

T= ∞

x = 0 y Lc Entonces

M_{tx} = 0 kg.m

fibra superior compresion

fibra inferior tension

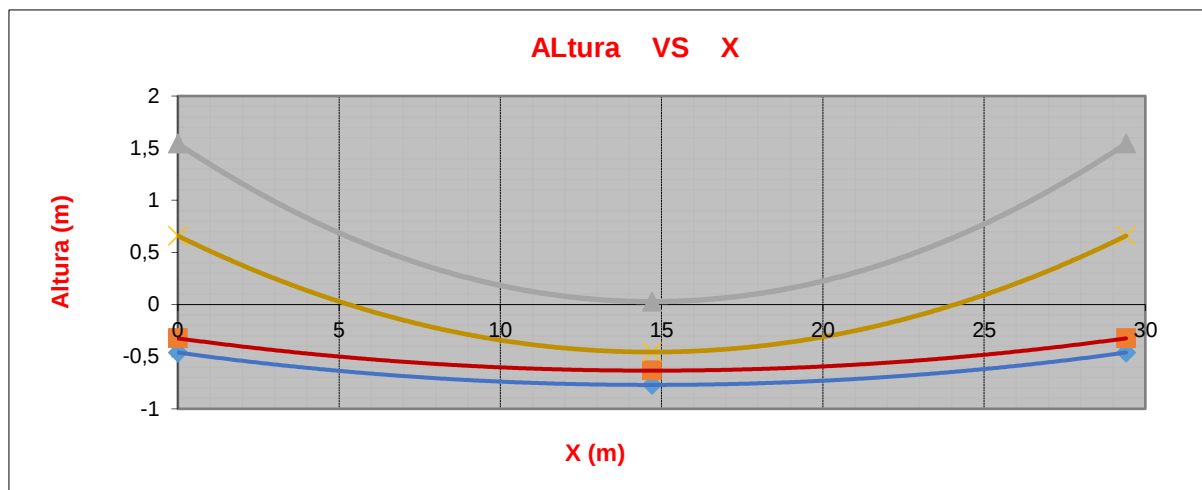
$$ex \geq \frac{f_{cs} * I_{\infty}}{\eta * P_o * C_{1\infty}} + \frac{I_{\infty}}{C_{1\infty} * A_{\infty}} + \frac{M_{tx}}{\eta * P_o}$$

$$ex \geq -1,551 \quad m$$

$$ex \geq -\frac{f_{ts} * I_{\infty}}{n * P_o * C_{2\infty}} - \frac{I_{\infty}}{C_{2\infty} * A_{\infty}} + \frac{M_{tx}}{n * P_o}$$

$$ex \geq -0,657 \quad m$$

	≥ex1	≥ex2	≤ex3	≤ex4
x	y	y	y	y
0	-0,461	-0,324	1,551	0,657
0	-0,771	-0,634	0,038	-0,456
0	-0,461	-0,324	1,551	0,657



Trayectoria del Cable

Para encontrar la ecuación de la parábola la aproximamos a partir de las gráficas de tendencia en el computador a partir de 3 puntos.

Coordenadas de las Vainas

Distancia	Tendon A	Tendon B	Tendon C
0	1,2	0,85	0,5
14,85	0,38	0,24	0,1
29,7	1,2	0,85	0,5

Ecuación de la curva parabólica de la Tensión A

$$y = A \cdot x^2 + B \cdot x + C$$

$$\begin{bmatrix} 1,2 \\ 0,38 \\ 1,2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0,0 B & + & 0,0 B & + & C \\ 220,5 B & + & 14,9 B & + & C \\ 882,1 B & + & 29,7 B & + & C \end{bmatrix}$$

$$A = 0,0037$$

$$B = -0,11$$

$$C = 1,2$$

$$\boxed{0,0037 x^2 - 0,110 x + 1,2}$$

Ecuación de la curva parabólica de la Tensión B

$$y = A \cdot x^2 + B \cdot x + C$$

$$\begin{bmatrix} 0,85 \\ 0,24 \\ 0,85 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0,0 B & + & 0,0 B & + & C \\ 220,5 B & + & 14,9 B & + & C \\ 882,1 B & + & 29,7 B & + & C \end{bmatrix}$$

$$A = 0,0028$$

$$B = -0,08$$

$$C = 0,85$$

$$\boxed{0,0028 x^2 - 0,082 x + 0,85}$$

Ecuación de la curva parabólica de la Tendón C

$$y = A \cdot x^2 + B \cdot x + C$$

$$\begin{bmatrix} 0,5 \\ 0,1 \\ 0,5 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0,0 A & + & 0,0 B & + & C \\ 220,5 A & + & 14,9 B & + & C \\ 882,1 A & + & 29,7 B & + & C \end{bmatrix}$$

$$A = 0,0018$$

$$B = -0,05$$

$$C = 0,5$$

$$0,0018 \overline{x^2} - 0,054 \overline{x} + 0,5$$

Coordenadas de los Cables

Distancia	Tendón A	Tendón B	Tendón C
X (m)	Y (m)	Y (m)	Y (m)
0	1,200	0,850	0,500
1	1,093	0,771	0,448
2	0,994	0,697	0,400
3	0,902	0,628	0,355
4	0,818	0,566	0,314
5	0,741	0,508	0,276
6	0,671	0,457	0,242
7	0,609	0,410	0,212
8	0,554	0,370	0,185
9	0,507	0,335	0,162
10	0,467	0,305	0,143
11	0,435	0,281	0,127
12	0,410	0,262	0,115
13	0,393	0,249	0,106
14	0,383	0,242	0,101
14,85	0,380	0,240	0,100
15	0,380	0,240	0,100
16	0,385	0,244	0,102
17	0,397	0,253	0,108
18	0,417	0,267	0,118
19	0,444	0,288	0,131
20	0,479	0,313	0,148
21	0,521	0,345	0,169
22	0,570	0,381	0,193
23	0,627	0,424	0,220
24	0,691	0,472	0,252
25	0,763	0,525	0,287
26	0,842	0,584	0,326
27	0,929	0,648	0,368
28	1,023	0,718	0,414
29	1,125	0,794	0,463
29,7	1,200	0,850	0,500

Tenciones Finales

C1o =	0,88	m	C1∞ =	0,75	m
C2o =	0,82	m	C2∞ =	1,15	m
eo =	0,58	m	e∞ =	0,91	m
Ao =	0,59	m ²	A∞ =	0,90	m ²
Io =	0,21	m ⁴	I∞ =	0,41	m ⁴
Mo =	154729,22	kg.m	M∞ =	604135,79	kg.m
Po =	499053,6	kg	n =	0,8476	

T= 0

fibra superior tension

fibra inferior compresion

$$f_{01} = -\frac{Mo \cdot C_{10}}{Io} + \frac{Po \cdot eo \cdot C_{10}}{Io} - \frac{Po}{Ao}$$

$$f_{02} = \frac{Mo \cdot C_{20}}{Io} - \frac{Po \cdot eo \cdot C_{20}}{Io} - \frac{Po}{Ao}$$

$$f_{01} = -284075,36 \text{ kg/m}^2$$

$$f_{02} = -1358146 \text{ kg/m}^2$$

T= ∞

fibra superior compresion

fibra inferior tension

$$f_{\infty 1} = -\frac{Mt \cdot C_{1\infty}}{I\infty} + \frac{\eta \cdot Po \cdot e\infty \cdot C_{1\infty}}{I\infty} - \frac{\eta \cdot Po}{A\infty}$$

$$f_{\infty 2} = \frac{Mt \cdot C_{2\infty}}{I\infty} - \frac{\eta \cdot Po \cdot e\infty \cdot C_{2\infty}}{I\infty} - \frac{\eta \cdot Po}{A\infty}$$

$$f_{\infty 1} = -866758,2 \text{ kg/m}^2$$

$$f_{\infty 2} = 146335,732 \text{ kg/m}^2$$

Comprobacion de esfuerzos verdaderos

to=

$$f_{01} \leq f_{ti} \quad \text{kg/m}^2$$

$$-284075,36 \leq 125219,8 \quad \text{ok}$$

$$f_{02} \geq f_{ci} \quad \text{kg/m}^2$$

$$-1358145,7 \geq -1470000 \quad \text{ok}$$

too=

$$f_{\infty 1} \geq f_{cs} \quad \text{kg/m}^2$$

$$-866758,23 \geq -1575000 \quad \text{ok}$$

$$f_{\infty 2} \leq f_{ts} \quad \text{kg/m}^2$$

$$146335,7 \leq 299332,6 \quad \text{ok}$$

4.7.10 Estimacion de las Pérdidas de Pretensado.

Datos:

$$Y_s = 0,75 \text{ m}$$

$$Y_i = 1,15 \text{ m}$$

$$e_c = 0,91 \text{ m}$$

$$A_c = 0,90 \text{ m}^2$$

$$A_p = 35,532 \text{ cm}^2$$

$$I_c = 0,408 \text{ m}^4$$

$$K = 0,00000066 \text{ l/pie}$$

$$\mu = 0,20$$

$$\begin{aligned} P_o = P_{pj} &= 499053,6 \text{ kg} \\ \sigma_{tp} = f_{pj} &= 14045,2 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Coefficiente de Fricción por desviacion de la vaina.

Coefficiente de Fricción por desviacion intensionada.

Pérdida Instantaneas

Pérdida por Fricción (Art. 5.9.5.2.2. AASHTO-LRFD)

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \cdot (1 - e^{-(K \cdot x + \mu \cdot \alpha)})$$

(Art. 5.9.5.2.2b)
AASHTO-LRFD

Calculo del angulo entre tangentes (α)

Vaina A

$$y = 0,0037 x^2 - 0,110 x + 1,20$$

$$y' = 0,0074 x - 0,110$$

Vaina B

$$y = 0,0028 x^2 - 0,082 x + 0,85$$

$$y' = 0,0055 x - 0,082$$

Vaina C

$$y = 0,0018 x^2 - 0,054 x + 0,50$$

$$y' = 0,0036 x - 0,054$$

Tabla 5.9.5.2.2b-1 – Coeficientes de fricción para tendones de postesado

Tipo de acero	Tipo de vaina	K	μ
Alambres o cables	Vaina rígida y semirrígida de metal galvanizado	$6,6 \times 10^{-7}$	0,15 - 0,25
	Polietileno	$6,6 \times 10^{-7}$	0,23
	Desviadores de tubería de acero rígida para tendones externos	$6,6 \times 10^{-7}$	0,25
Barras de alta resistencia	Vaina de metal galvanizado	$6,6 \times 10^{-7}$	0,30

(Tabla 5.9.5.2.2b-1)
AASHTO-LRFD

Replanteo de los cables a cada 1/4 de la luz

X	Y1	$\alpha 1$	Y2	$\alpha 2$	Y3	$\alpha 3$
0	1,20	0,110	0,85	0,082	0,50	0,054
7,425	0,59	0,055	0,39	0,041	0,20	0,027
14,85	0,38	0,000	0,24	0,000	0,10	0,000
22,275	0,59	0,055	0,39	0,041	0,20	0,027
29,7	1,20	0,110	0,85	0,082	0,50	0,054

Hallamos los Ángulos

α = Esta variable esta dada en radianes con respecto a la horizontal.

verificar si : $K \cdot x + \mu \cdot \alpha \leq 0,3$

X	Tendón A	Tendón B	Tendón C
7,425	0,055	0,041	0,027
14,850	0,110	0,082	0,054
22,275	0,165	0,123	0,081
29,70	0,220	0,164	0,108

Determinamos el % de los esfuerzos finales después de la pérdida por fricción en cada tramo para los diferentes cables.

Cálculo de: $(K \cdot l_{px} + \mu_p \cdot \alpha_{px})$ $\Delta f_{pF} = f_{pj} \cdot (1 - e^{-(K \cdot x + \mu \cdot \alpha)})$

X	Tendón A	Tendón B	Tendón C
7,425	0,011	0,008	0,005
14,850	0,022	0,016	0,011
22,275	0,033	0,025	0,016
29,7	0,044	0,033	0,022

Calculamos Δp_f para cada tramo en los diferentes cables

X	Tendón A	Tendón B	Tendón C
7,425	153,24	114,47	75,33
14,850	305,73	228,38	150,37
22,275	456,55	340,99	224,90
29,7	604,81	452,68	299,03

Pérdidas por Fricción %

X	Tendón A	Tendón B	Tendón C
7,425	1,09 %	0,81 %	0,54 %
14,85	2,18 %	1,63 %	1,07 %
22,275	3,25 %	2,43 %	1,60 %
29,7	4,31 %	3,22 %	2,13 %

Esfuerzo y pérdida después de la fricción.

$$\Delta P_f = 604,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta P_f = 4,31 \%$$

Pérdida por Deslizamiento de Cuñas.

Donde:

Δl = hundimiento de los anclajes

Δl = 0,6 cm Valor de deslizamiento recomendado

l' = 1485 cm Longitud de un extremo al eje de simetría

L = 2970 cm Longitud de la Viga

E_s = 1950000 kg/cm² Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo

$$\Delta f_s = \frac{\Delta L}{L} \cdot E_s = 393,94 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_s = 2,80 \%$$

Se calculará la distancia hasta donde llega la distancia del hundimiento de la cuña

$$X = \sqrt{\frac{\Delta l \cdot E_s \cdot L'}{t f}}$$

$$X = 355,61 \text{ cm}$$

Pérdida por Acortamiento Elástico Δf_{pES} (Art. 5.9.5.2.3 AASHTO-LRFD)

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} * \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad \text{(Art. 5.9.5.2.3b-1) AASHTO-LRFD}$$

Donde:

Δf_{pES} = Pérdida en el acero de pretensado debida al acortamiento elástico

f_{cgp} = Es la sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de los tendones de pretensado después del tesoado, y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento.

E_p = Módulo de elasticidad del acero de pretensado.

E_{ci} = Módulo de elasticidad en la viga de hormigón pretensada.

N = 3 [tendones]

P_i = 449148,2 kg

M_o = 154729,2 kg.m

A_c = 0,902 m²

e = 0,91 m

I_c = 0,408 m⁴

E_s = 1950000,0 kg/cm²

E_c = 282495,1 kg/cm²

Cálculo de f_{cip} . Tensión por fuerza de pretensado.

$$f_{cip} = \left| -\frac{P_{pi}}{A_c} - \frac{P_{pi} \cdot e^2}{I_c} \right|$$

$$f_{cip} = 1417307,2 \text{ Kg/m}^2$$

Cálculo de f_g . Tensión debido a peso propio.

$$f_g = \left| \frac{M_0 \cdot e}{I_0} \right|$$

$$f_g = 346565,35 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_{cgp} = -\frac{M_0 \cdot e}{I_0} + \frac{P_{pi}}{A_0} + \frac{P_{pi} \cdot e^2}{I_0} \quad 1070741,8 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_{cgp} = 107,07 \text{ kg/cm}^2$$

Pérdida por Acortamiento Elástico.

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} * \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad 246,37 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pES} = 1,75 \%$$

Pérdida Diferidas

Pérdida por Fluencia Lenta del Hormigon (Art. 5.9.5.4.3 AASHTO-LRFD).

M_{cds} =	375992,39	kg,m	Momento debido a cargas permanentes
e =	0,91	m	excentricidad
I_g =	0,408	m⁴	Inercia
f_{cgp} =	107,07	kg/cm²	
P_i =	499053,60	kg	
A_c =	0,90	m²	
n =	0,80		

$$f_{cds} = \frac{M_{cds} \cdot e}{I_g} = \begin{matrix} 842154,64 \text{ kg/m}^2 \\ 84,22 \text{ kg/cm}^2 \end{matrix} \quad \text{Tension debido a cargas permanentes}$$

$$f_{cgp} = -\frac{M_0 \cdot e}{I_0} + \frac{P_{pi}}{A_0} + \frac{P_{pi} \cdot e^2}{I_0} \quad 1070741,8 \text{ Kg/m}^2$$

$$\Delta f_{cdp} = -\frac{(M_d) * e_{2\infty}}{I_\infty} + \frac{\eta * P_0 * e_{2\infty}^2}{I_\infty} + \frac{\eta * P_0}{A_\infty} = \quad 417674,0 \text{ Kg/m}^2$$

$$\Delta f_{pCR} = 12,0 f_{cgp} - 7,0 \Delta f_{cdp} = \quad 496,3 \text{ kg/cm}^2$$

(Art. 5.9.5.4.3-1)

$$\Delta f_{pCR} = 3,53 \%$$

AASHTO-LRFD

Pérdida por Contraccion del Hormigon (Art. 5.9.5.4.2 AASHTO-LRFD).

Para elementos postesados:

$$H = 75 \quad [\%] \quad \text{Humedad Relativa media anual de la Estación cañas.}$$

$$\Delta f_{pSR} = 93 - 0,85 * H = \quad 29,25 \quad [\text{MPa}] \quad \text{(Art. 5.9.5.4.2-2)}$$

AASHTO-LRFD

$$\Delta f_{pSR} = 292,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pSR} = 2,08 \quad \%$$

Perdida por Relajación de los Cables (Art. 5.9.5.4.4 AASHTO-LRFD)

Para aceros de baja relajación, es el 30% de la expresión para cables aliviados de tensiones:

$$\Delta f_{pR2} = 0,3(138 - 0,3\Delta f_{pF} - 0,4\Delta f_{pES} - 0,2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})) \quad \text{(Art. 5.9.5.4.4c-2) AASHTO-LRFD}$$

TIPO DE PÉRDIDA	TENDON 1		TENDON 2		TENDON 3	
	Pérdida [Kg/cm2]	$\Delta f = [\%]$	Pérdida [Kg/cm2]	$\Delta f = [\%]$	Pérdida [Kg/cm2]	$\Delta f = [\%]$
$\Delta f_{pF} =$	604,81	4,31	452,68	3,22	299,03	2,13
$\Delta f_{ES} =$	393,94	2,80	393,94	1326,40	393,94	2,80
$\Delta f_{SR} =$	292,50	2,08	292,50	984,85	292,50	2,08
$\Delta f_{CR} =$	496,26	3,53	496,26	1670,91	496,26	3,53
$\Delta f_{pR2} =$	107,63	0,77	93,94	316,29	80,11	0,57

$$\Delta f_{pR2} = 107,63 \quad \text{kg/cm2}$$

$$\Delta f_{pR2} = 0,77 \quad \%$$

Total de las Perdidas

Friccion	4,31	%
Acuñamiento	2,80	%
Acortamiento Elastico	1,75	%
Fluencia Lenta	3,53	%
Contraccion del Hormigon	2,08	%
Relajacion de los cables	0,77	%
	15,24	%

4.7.11. COMPROBACIÓN A FLEXIÓN POR RESISTENCIA I

Se calculará la armadura pasiva Con el momento obtenido en estado limite de resistencia I

$$M_u = 843057,57 \quad \text{Kg.m}$$

$$M_u = 84305757,44 \quad \text{Kg.cm}$$

El $M_{\max}$ se encuentra en centroluz, de ahora en adelante la sección de análisis:

$\phi =$	0,90	Factor de Resistencia Flexión.
$b =$	1,79	m
$b_{w3} =$	0,20	m
$h_f =$	0,20	m
$h_{viga} =$	1,70	m
$R_{vaina} =$	0,10	m
$d_p =$	1,66	m
$A_p =$	35,532	cm ²
$f_{py} =$	1675,43	kg/cm ²
$f_{pu} =$	18980,00	kg/cm ²
$f_{po} =$	14045,19	kg/cm ²
$\eta =$	0,8476	Eficiencia

Verificación de condición de diseño (Art. 5.7.3.1.1):

$$f_{pe} = \eta f_{po} = 11904,70 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\frac{f_{pe}}{f_{pu}} = 0,63 > 0,5 \quad \text{podría utilizarse el método empírico de Art. 5.7.3.1}$$

El artículo High Performance Precast, Pretensioned Concrete Girder Bridges in Washington State presentado en el PCI Journal en 2003 demuestra que la resistencia estimada por la ecuación AASHTO en vigas compuestas de diferentes calidad de materiales es extremadamente conservadora. Es por esto que se define realizar el análisis basado en el equilibrio y compatibilidad de deformaciones.

Coefficiente β_1 (Art. 5.7.2.2)

$$f'_{c \text{ viga}} = 350 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \beta_1 = 0,8 \quad \text{Viga}$$

$$f'_{c \text{ losa}} = 280 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \beta_1 = 0,85 \quad \text{Losa.}$$

Análisis por compatibilidad de deformaciones:

Deformación del acero causada por la aplicación de la fuerza de preesfuerzo:

$$f_{pe} = \eta f_{po} = 11904,70 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$E_p = 1950000 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_p} = 0,00610$$

Deformación del acero hasta la descompresión del hormigón a nivel del centroide del acero:

$$\begin{aligned}
 e_{\infty} &= 0,91 & \mathbf{m} \\
 A_{\infty} &= 0,90 & \mathbf{m^2} \\
 I_{x\infty} &= 0,41 & \mathbf{m^4} \\
 P_e &= 422997,8 & \mathbf{Kg.} \\
 E_c &= 282495,1 & \mathbf{kg/cm^2}
 \end{aligned}
 \qquad
 \begin{aligned}
 f_{cp} &= \frac{P_e * e_{\infty}^2}{I_{\infty}} + \frac{P_e}{A_{\infty}} = 1334788,42 & \mathbf{Kg/m^2} \\
 f_{pc} &= 133,48 & \mathbf{kg/cm^2}
 \end{aligned}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{f_{cp}}{E_c} = 0,00047$$

Deformación del acero desde la descompresión del hormigón hasta la falla (incógnita). Por compatibilidad de deformaciones:

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_p - c}{c} \right)$$

Deformación total del acero en la falla (incógnita): $\varepsilon_{ps} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$

Esfuerzo del acero en la falla (incógnita): $f_{ps} = \varepsilon_{ps} E_p$

COMPROBACIÓN COMO VIGA RECTANGULAR

Para la iteración se seguirá el siguiente procedimiento:

De la curva Esfuerzo-Deformación del acero de presfuerzo, se asume el esfuerzo al momento de la falla f_{ps} y su correspondiente deformación ε_{ps} .

Luego, del equilibrio de fuerzas horizontales:

$$0,85 f'_c \text{ losa } a b = f_{ps} A_{ps}$$

Se encuentra la profundidad del bloque de compresiones a y la profundidad del eje neutro c despejando de la anterior ecuación:

$$a = \frac{f_{ps} A_{ps}}{0,85 f'_c \text{ losa } b} = \beta_1 \text{ losa } c$$

Conocido c , se calcula ε_3 por compatibilidad de deformaciones:

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_p - c}{c} \right)$$

Conocidas las deformaciones se halla la deformación total al momento de la falla ε_{ps} :

$$\varepsilon_{ps} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$$

Se sigue el procedimiento hasta que las deformaciones ϵ_{ps} se igualen.

Comprobación como viga rectangular:

Inicio de Proceso iterativo:

$\epsilon_{cu} = 0,003$
 $d_p = 166,00 \text{ cm}$
 $b = 178,89 \text{ cm}$ Ancho efectivo losa
 $h_f = 20,00 \text{ cm}$ Altura de la losa.
 $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 $\beta_1 = 0,85$ losa
 $A_p = 35,532 \text{ cm}^2$

Iterando f_{ps} hasta que ϵ_{ps} asumido se iguale con el ϵ_{ps} calculado:

Esfuerzo Vs. Deformación	
f_{ps}	ϵ_{ps}
17684,96061	0,03226

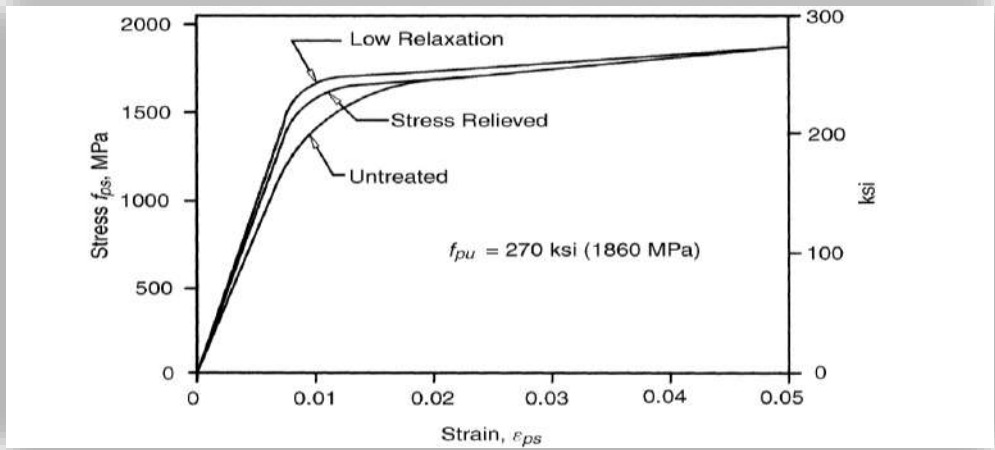
ok!!

c	ϵ_3	ϵ_{ps}
17,364124	0,02567982	0,03226

Luego puede verse que $c < h_f$ y cae dentro de la losa.

$f_{pu} = 270 \text{ ksi (1860 MPa)}$

$$f_{ps} = E_p \epsilon_{ps} \left\{ 0.025 + \frac{0.975}{[1 + (118 \epsilon_{ps})^{10}]^{0.10}} \right\} \leq f_{pu}$$



MOMENTO NOMINAL Y RESISTENTE DE LA SECCIÓN

$$\begin{aligned}d_p &= 166,00 & \text{cm} \\b &= 178,89 & \text{cm} & \text{Ancho efectivo losa.} \\h_f &= 20,00 & \text{cm} & \text{Altura de losa.} \\f'_{c \text{ losa}} &= 280,00 & \text{kg/cm}^2\end{aligned}$$

Del equilibrio de Momentos en la sección desde el centroide de acero:

$$M_n = 0,85 f'_{c \text{ losa}} b h_f \left(d_p - \frac{h_f}{2} \right)$$

$$M_n = 132833171 \text{ kg.cm} = 1328331,7 \text{ kg.m}$$

Entonces el momento resistente será:

$$\phi = 1 \quad \text{Art. 5.5.4.2.1}$$

$$\phi M_n = 1328331,71 \text{ kg.m} > M_u = 843057,57 \text{ [Kg*m]} \quad \text{ok!!!}$$

No se requiere acero de refuerzo en tracción adicional.

Pero pondremos siempre la armadura mínima:

La armadura mínima por flexión es:

$$A_{s \min} = \frac{14}{f_y} * A$$

Donde se utilizará toda el area de la región traccionada en T= 0

$$A = 3092 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{s \min} = 8,66 \text{ cm}^2$$

Número de barras:

$$\emptyset_v = \text{Diámetro de la varilla (adop)} \quad \emptyset_v = 16 \text{ mm}$$

$$N^\circ \text{Barras} = \frac{4.A_{s \text{ nec}}}{\pi.\emptyset^2}$$

$$N^\circ \text{Barras} = 4,31$$

$$N^\circ \text{Barras} = 5$$

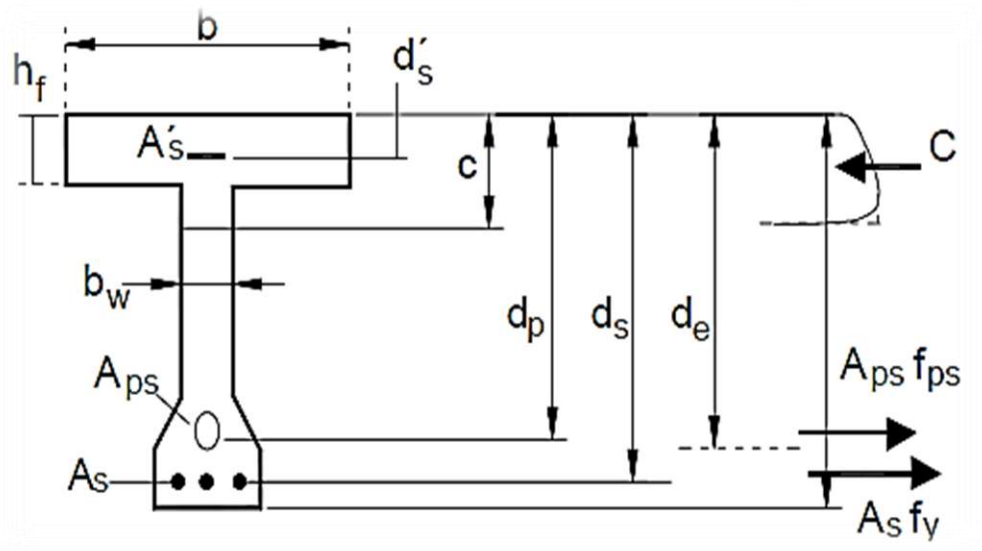
Finalmente usaremos:

$$5 \emptyset 16 \text{ mm}$$

4.7.11.1 Armadura en las caras de la viga (Armadura de piel)

Si la profundidad efectiva, de un elemento de hormigón no pretensado o parcialmente pretensado es mayor que 900 mm, se deberá distribuir uniformemente la armadura superficial en ambas caras del elemento en una distancia $d/2$ más próxima de la armadura de tracción por flexión.

En cada cara lateral el área de armadura superficial A_{sk} , en mm^2/m de altura, deberá satisfacer la siguiente condición:



$d_e = 1660,00 \text{ mm}$

$A_{sk} = 0,001.(d_e - 760) = 0,90 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (5.7.3.4-4)$
 $0,09 \text{ cm}^2/\text{cm} \quad \text{AASHTO-LRFD}$

como ; $d/2 = 83 \text{ cm}$
 $A_{sk} = 7,47 \text{ cm}^2$

Separación Máxima
 $d/6 = 27,67 \text{ cm}$
 $\text{o } 30 \text{ cm} \quad S = 25,0 \text{ cm}$

$\varnothing \text{ (mm)}$	Nº Fierros	$A\varnothing \text{ (cm}^2/\text{m)}$
16	4	8,04

Finalmente USAR:

$\phi \quad 16 \text{ mm} \quad \text{c/} \quad 25,00 \text{ cm}$

DISEÑO A CORTE POR AASHTO

$$L = 30 \text{ m}$$

Del Análisis Estructural, se tienen las siguientes fuerzas cortantes:

$X [m]=$	H/2	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
	0,85	3	6	9	12	15
$DC_{\text{permanentes}} =$	25138,74	21345,24	16008,93	10672,62	5336,31	0,00
$DW_{\text{rodadura}} =$	3158,6	2682,0	2011,5	1341,0	670,5	0,0
$DC_{\text{diafragma}} =$	1980,0	1980,0	1980,0	660,0	660,0	660,0
$DC_{\text{viga}} =$	20319,6	16715,7	12536,7	8357,8	4178,9	0,0
$CargaCarril =$	13130,0	11148,6	8361,5	5574,3	2787,2	0,0
$LL =$	15143,2	15143,2	362,3	3205,5	3205,5	3205,5
$V_u =$	122259,0	108829,9	56650,2	43840,3	26063,0	8285,7

En las mismas secciones, se tienen los siguientes momentos:

$X [m]=$	H/2	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
	0,85	3	6	9	12	15
$DC_{\text{permanentes}} =$	22023,62	70599,37	125510,0	164731,9	188265,0	196109,4
$DW_{\text{rodadura}} =$	2767,2	8870,7	15770,1	20698,2	23655,1	24640,7
$DC_{\text{diafragma}} =$	1683,0	5821,2	11642,4	15325,2	17265,6	19206,0
$DC_{\text{viga}} =$	18242,7	56441,1	99442,2	130157,2	148586,2	154729
$CargaCarril =$	11502,9	36874,0	65553,8	86039,3	98330,6	102427,7
$LL =$	13055,4	46078,0	92156,0	88488,3	112071,4	127075,0
$M_u =$	107104,1	351159,1	648610,4	775340,4	911053,4	974532,5

Resistencia nominal al Corte (Art. 5.8.3.3). El menor de los dos valores:

$$V_n = V_c + V_c + V_p$$

$$V_n = 0.25 f_c' b_v d_v + V_p$$

Componente de la fuerza de pretensado V_p

$$P_e = 422997,8 \text{ Kg. En centroluz.}$$

$X [m]=$	H/2	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
	0,85	3	6	9	12	15
$P_e [Kg] =$	422997,83	422997,83	422997,83	422997,83	422997,83	422997,83

$$V_p = P_e * \text{sen} \alpha$$

Cable (Centro de presiones de los aceros de pretensado)

Coodenadas para x=0

x1	y1
0	0,85

Coodenadas para x=L/2

x2	y2
9,85	0,24

Coodenadas para x=L

x3	y3
19,7	0,85

$$y = Ax^2 + Bx + C$$

$$A = 0,0028$$

$$B = -0,08$$

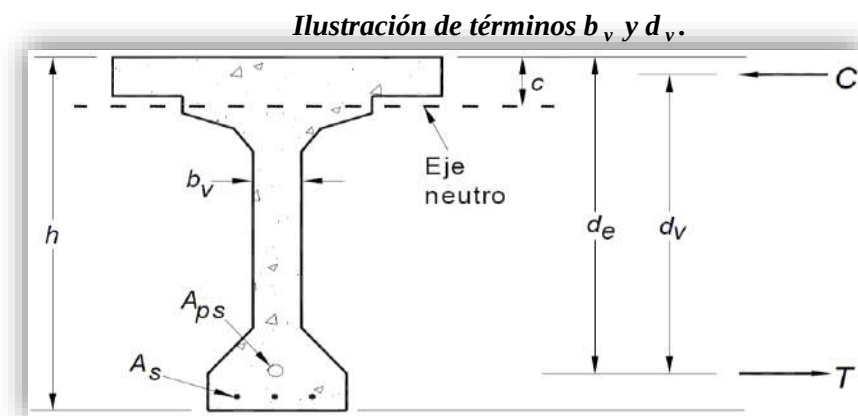
$$C = 0,85$$

$y' = \tan \theta$		
0,0055	*X	-0,082

$X [m] =$	H/2	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
	0,850	3,000	6	9	12	15
$\theta [rad] =$	-0,077	-0,065	-0,049	-0,032	-0,016	0,0
$\theta [^\circ] =$	-4,429	-3,751	-2,803	-1,854	-0,903	0,0
$V_p [Kg] =$	32664,4	27671,5	20685,6	13682,8	6668,6	0,0

Componente de resistencia proporcionada por el hormigón.

Ancho de alma efectivo y Altura de corte efectiva (Art. 5.8.2.9)

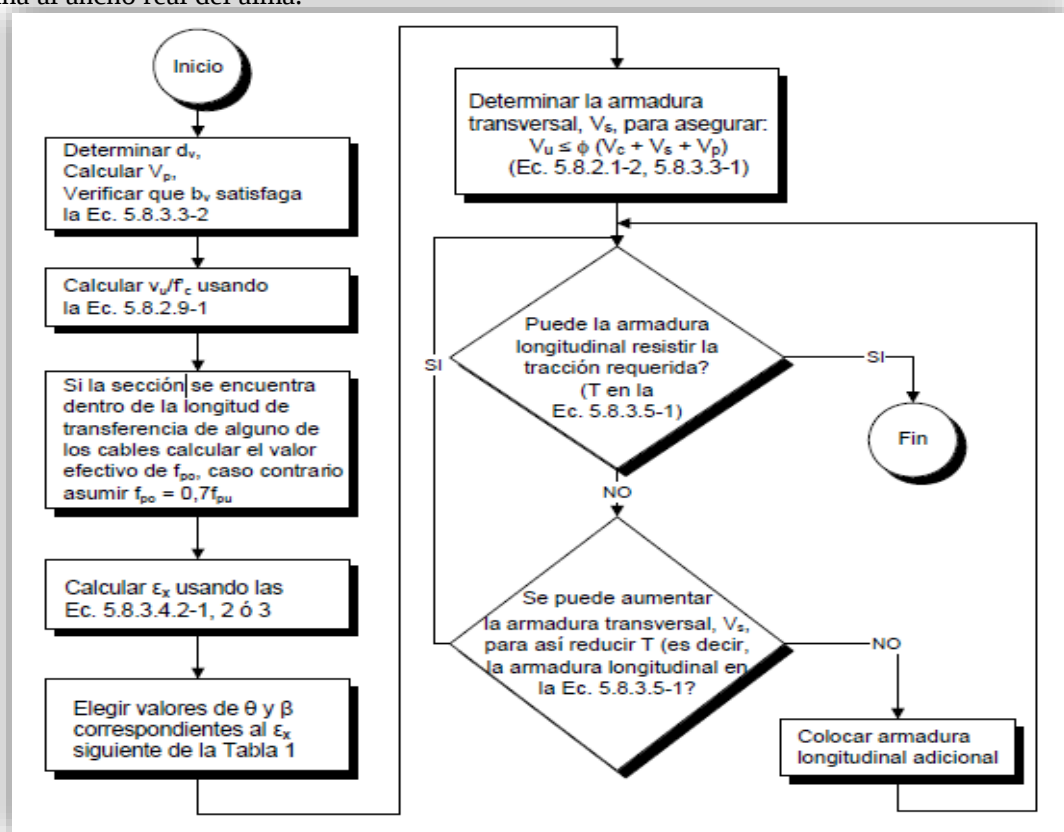


Fuente: AASHTO LRFD 2004.

En centroluz, el momento nominal es:

$A_p =$	35,53	cm ²	
$f_{ps} =$	17685,0	kg/cm ²	
$h_{viga} =$	190,0	cm	
$d_e =$	166,0	cm	
$l_{vaina} =$	6,50	cm	
$b_w =$	20,00	cm	
$\phi_v =$	0,90	Art. 5.5.4.2.1	
$c_{viga} =$	350	kg/cm ²	
$w_{viga} =$	65	cm	En H/2, debido al bloque de anclajes.
$f_{po} =$	14045	kg/cm ²	
$\gamma_p =$	1		Coficiente de mayoración para esfuerzos residuales. Se afectará a $N=P_e$
$E_p =$	1950000	kg/cm ²	De manera conservadora se asume que es el mismo de $T=0$.
$A_s =$	0	[N]	
$E_s =$	1950000	kg/cm ²	
$A_c =$	3092	cm ²	Lado traccionado por flexion
$E_c =$	282495,1	kg/cm ²	
$f_y =$	5000	kg/cm ²	

El siguiente procedimiento se realiza conforme al diagrama de flujo del comentario C5.8.3.4.2-5. Para calcular el ancho efectivo del alma, se reducirá el espesor de una vaina al ancho real del alma.



Para explicar el procedimiento se presentará el cálculo de una sección crítica en **H/2**
Tensión de corte en el hormigón

$$V_u = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_w d_v}$$

Donde:

V_u= Cortante último por cargas permanentes y cargas vivas ya mayoradas

Ø= Coeficiente de corte según **Art. 5.5.4.2.1**

V_p= Componente vertical de la fuerza de pretensado en la sección.

b_w= Ancho de alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma, medido paralelo al eje x.

d_v= Altura de corte efectiva.

V_u= 122259,0 **Kg.**

Ø= 0,9

b_w= 65 **cm** En H/2, debido al bloque de anclajes.

$d_e = H - y = 111,78$ **cm** distancia desde el centro de cada vaina a la parte superior de la losa.

Altura de corte efectiva no se tomará menor que:

$$\left. \begin{array}{l} d_v = 0,9d_e = 100,6 \text{ cm} \\ d_v = 0,72H = 136,8 \text{ cm} \end{array} \right\} d_v = 136,8 \text{ cm}$$

V_p= 32664,4 **Kg.**

Remplazando los valores en la ecuación planteada tenemos que:

V_u= 55,869 **kg/cm²**

Se calculará el valor de: $\frac{V_u}{f'_c}$ $\longrightarrow$ Con este valor se entrará a las tablas proporcionadas por la AASHTO

$\frac{V_u}{f'_c} = 0,160$ tómese un valor arbitrario de el ángulo para empezar la iteración.

$\theta [^\circ] = 24,5$

Con estos valores se calculará la deformación del hormigón según Norma:

$$\epsilon_x = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + 0.5(V_u - V_p) \cot \phi - A_{ps} f_{po} \right)}{2(E_s A_s + E_p A_{ps})} \quad \begin{array}{l} \text{(Art. 5.8.3.4.2-1)} \\ \text{AASHTO-LRFD} \end{array}$$

$\epsilon_x = -0,0023$

En el caso de que salga un valor negativo la Norma nos dice que calculemos nuevamente con la siguiente ecuación:

$$\epsilon_x = \frac{(\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + 0.5(V_u - V_p) \cot \phi - A_{ps} f_{po})}{2(E_c A_c + E_s A_s + E_p A_{ps})}$$

$$\epsilon_x = -0,00017 \qquad \epsilon_x = -0,169$$

Tabla 5.8.3.4.2-1 – Valores de θ y β para secciones con armadura transversal

$\frac{V}{f_c}$	$\epsilon_x \times 1000$								
	$\leq -0,20$	$\leq -0,10$	$\leq -0,05$	≤ 0	$\leq 0,125$	$\leq 0,25$	$\leq 0,50$	$\leq 0,75$	$\leq 1,00$
$\leq 0,075$	22,3 6,32	20,4 4,75	21,0 4,10	21,8 3,75	24,3 3,24	26,6 2,94	30,5 2,59	33,7 2,38	36,4 2,23
$\leq 0,100$	18,1 3,79	20,4 3,38	21,4 3,24	22,5 3,14	24,9 2,91	27,1 2,75	30,8 2,50	34,0 2,32	36,7 2,18
$\leq 0,125$	19,9 3,18	21,9 2,99	22,8 2,94	23,7 2,87	25,9 2,74	27,9 2,62	31,4 2,42	34,4 2,26	37,0 2,13
$\leq 0,150$	21,6 2,88	23,3 2,79	24,2 2,78	25,0 2,72	26,9 2,60	28,8 2,52	32,1 2,36	34,9 2,21	37,3 2,08
$\leq 0,175$	23,2 2,73	24,7 2,66	25,5 2,65	26,2 2,60	28,0 2,52	29,7 2,44	32,7 2,28	35,2 2,14	36,8 1,96
$\leq 0,200$	24,7 2,63	26,1 2,59	26,7 2,52	27,4 2,51	29,0 2,43	30,6 2,37	32,8 2,14	34,5 1,94	36,1 1,79

Con estos valores interpolando obtenemos los verdaderos valores de θ y β

$$\theta [^\circ] = 23,67 \qquad \beta = 2,710$$

Cálculo de la resistencia al corte del hormigón:

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'c}.b_v d_v$$

(Art. 5.8.3.3-3)
AASHTO-LRFD

Esta fórmula es válida para $f'c$ (Mpa), b_v y d_v en (mm)

$$V_c = 245754 \quad \text{N} \qquad V_c = 25051 \quad \text{Kg.}$$

Cálculo de armadura necesaria.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi_v} - V_c - V_p$$

$$V_s = 78127,6 \quad \text{Kg.}$$

Espaciamiento máximo según AASHTO Art.5.8.3.3-3

$$V_u \leq 0.125 f'_c \longrightarrow S_{\max} = 0.8 d_v \leq 60 \text{ cm}$$

$$V_u \geq 0.125 f'_c \longrightarrow S_{\max} = 0.4 d_v \leq 30 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 30,0 \text{ cm}$$

Armadura de corte necesaria

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v \cot \phi}{s} \longrightarrow A_v = \frac{V_s s}{f_y d_v \cot \phi}$$

$$s = 10 \text{ cm} \text{ asumido}$$

$$A_v = 0,8 \text{ cm}^2$$

Armadura de corte mínima necesaria:

$$A_{s\min} = \frac{0.083 \sqrt{f'_c} b_v s}{f_y} \quad A_{s\min} = 0,20 \text{ cm}^2$$

$$A_v \geq A_{s\min}$$

Se observa que la armadura necesaria es mayor que la mínima, por lo tanto se diseñará con la necesaria.

$$A_v = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{piernas} = 2$$

$$A = \frac{\pi}{4} D^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi \cdot \# \text{piernas}}} \quad 6,91 \text{ mm}$$

Finalmente se usará barras de 10 mm C/10

Tabla Resumen del Cortante para cada Sección.						
X [m]=	H/2	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
	0,85	3	6	9	12	15
$d_e =$	111,78	127,16	144,33	156,53	163,75	166,00
$a =$	17,36	17,36	17,36	17,36	17,36	17,36
$0,9*de =$	100,6	114,4	129,9	140,9	147,4	149,4
$0,72*h =$	136,8	136,8	136,8	136,8	136,8	136,8
$d_v [cm] =$	136,8	136,8	136,8	147,9	155,1	157,3
$b_v [cm] =$	13,5	13,5	13,5	13,5	13,5	13,5
$v_u [Kg/cm^2] =$	55,87	50,49	22,88	17,55	10,65	4,33
$v_u / f'_c =$	0,160	0,144	0,065	0,050	0,030	0,01
$\theta [^\circ] =$	23,67	23,66	24,01	28,66	33,62	35,44
$\epsilon_x = (1)$	-0,0023	-0,0011	0,00011	0,00038	0,00074	0,00091
$\epsilon_x = (2)$	-0,00017	-0,00008	0,00011	0,00038	0,00074	0,00091
$\beta =$	2,7100	2,7860	3,3000	2,7600	2,3900	2,28
$V_c [Kg] =$	25051	25754	30505	27575	25044	24238
$V_s [Kg] =$	78127,6	67496,7	11753,7	7454,0	0,0	0,0
$S_{MAX} [cm] =$	30,0	30,0	60,0	60,0	60,0	60,0
$S [cm] =$	15,0	15,0	15,0	15,0	15,0	15,0
$A_{v calc} [cm^2] =$	0,8	0,6	0,1	0,1	0,0	0,0
$A_{v min} [cm^2] =$	0,203	0,203	0,203	0,203	0,203	0,203
$\#_{pierna} =$	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
$D_{min} [mm] =$	6,91	6,4	3,6	3,6	3,6	3,6
Asumo D=	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0

Asumo:	$\phi 10c/15$	$\phi 10c/15$	$\phi 10c/15$	$\phi 10c/15$	$\phi 10c/15$	$\phi 10c/15$
--------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------

La normativa exige verificar si la armadura longitudinal puede resistir la tracción.

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \frac{M_u}{d_v \phi_f} + 0.5 \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\frac{V_u}{\phi_c} - 0.5 V_s - V_p \right) \cot \theta \quad \text{(Art. 5.8.3.5-1)} \\ \text{AASHTO-LRFD}$$

Donde:

$A_p =$	35,53	cm ²	} Factores de resistencia para momento, corte y resistencia axial.
$f_{ps} =$	17685,0	kg/cm ²	
$\phi_f =$	1	Art. 5.5.4.2.1	
$\phi_c =$	0,7	Art. 5.5.4.2.1	
$\phi_v =$	0,9	Art. 5.5.4.2.1	

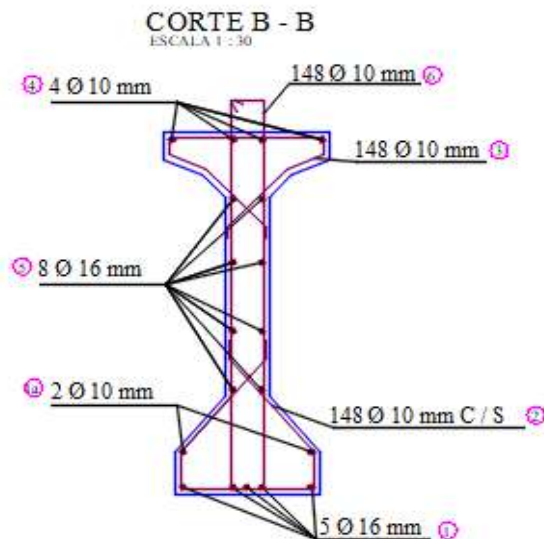
Mu= 10710406,70 Kg.cm Momento último en la sección en estado de **RESISTENCIA I**.

Vu= 122259,05 Kg. Cortante último en la sección en estado de **RESISTENCIA I**.

X [m]=	H/2	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L	0,5L
	0,85	3	6	9	12	15
$d_v [cm] =$	136,8	136,8	136,8	147,9	155,1	157,3

$M_u [Kg.cm] =$	10710406,70	35115912,17	64861042,60	77534043,75	91105339,37	97453245,50
$V_u [Kg] =$	122259,0	108829,9	56650,2	43840,3	26063,0	8285,7
$Av(cm^2) =$	0,785	0,785	0,785	0,785	0,785	0,785
$V_s [kg] =$	104027,7	104077,1	102371,2	90168,1	77741,4	73680,3
$V_p [Kg] =$	32664,4	27671,5	20685,6	13682,8	6668,6	0,0
$T[kg] =$	195016,0	350757,5	454090,5	506008,0	562570,2	522575,8
$Asfy + A_{ps} f_{ps} [kg] =$	671670,0	671670,0	671670,0	671670,0	671670,0	671670,0
Verifica?	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Contribución del refuerzo constructivo:



- 1.- Armadura Activa de la Fuerza de pretensado.
- 2.- Ayuda a la fijación de las varillas durante la construcción.
- 3.- Se proporciona para resistir corte y la tensión diagonal, al igual que en la construcción ordinaria de concreto.
- 4 Y 6.- Son de pequeño diámetro, se proporcionan para controlar las grietas por contracción antes de tesar el acero principal y como una ayuda para el control del agrietamiento.
- 5.- Aseguran la integridad de las delgadas proyecciones horizontales de los patines.
- 7.- Armadura de piel para reducir la fisuración.
- 8.- Armadura por flexión para resistir el momento último.

Resumen de Armado

As. Por flexión

Usamos 5 Ø 16mm.

As. De corte (Transversal)

Usamos Ø 10 mm C/10 cm.

As. De Piel.

Usamos 4 Ø 16 mm C/25 cm. en ambas caras de la viga.

4.8.- DISEÑO DE DIAFRAGMA DE H°A°

Los diafragmas de un puente son vigas altas en relación a su luz, lo que permite tratarlas con gran rigidez y como están apoyados en las vigas principales que son muy largas y elasticas el apoyo de los diafragmas resulta elastico.

4.8.1.- Materiales:

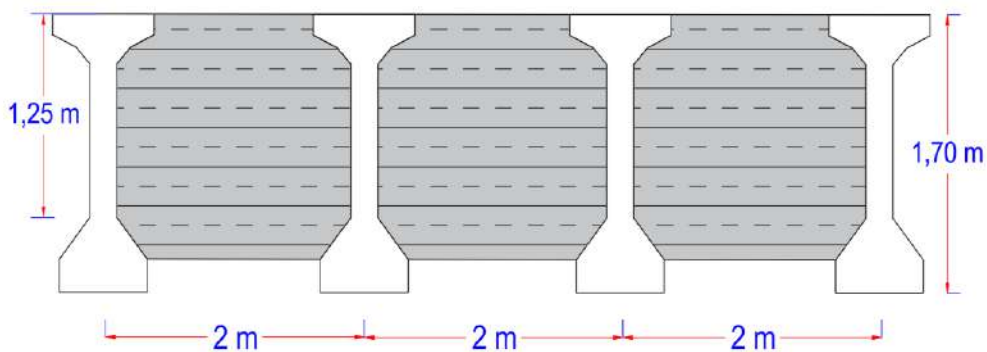
$f'_c =$	280	kg/cm ²	Resistencia Característica del H°
$f_y =$	5000	kg/cm ²	Resistencia Característica del Acero
$\gamma_{HA} =$	2400	kg/cm ³	Peso Especifico del H°A°
$E_c =$	252671,33	kg/cm ²	
$E_s =$	2000000	kg/cm ²	

4.8.2.- Predimensionamiento:

El peralte estará entre 70 % y 75 % del peralte de las vigas longitudinales y su ancho entre 20 y 30 cm.

$$\begin{array}{lcl} h_{viga} = & 170 & \text{cm} \\ h_{diafragma} = & 127,5 & \text{cm} = \text{tomamos } 1,25 \text{ m} \end{array}$$

Ancho adoptado 20 cm



Separacion de diafragmas

$$\begin{array}{lcl} L_{puente} = & 30 & \text{m} \\ S = & 2 & \text{m} \\ L_{diafrag} = & 6 & \text{m} \end{array} \quad \text{Separación Vigas}$$

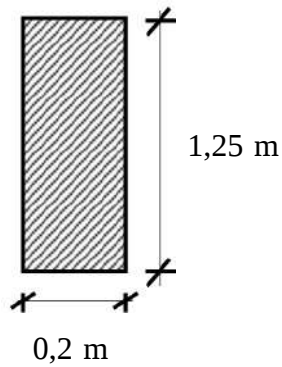
$$Espaciamiento = \frac{L_{PUENTE}}{4} = 7,5 \text{ m}$$

$$N^{\circ}_{DIAFRAG} = \frac{L_{PUENTE}}{Espac} + 1 = 5$$

4.8.3.- Cargas permanentes.

h_{diafragma} = 1,25 m

$\gamma_{H^o A^o} = 2400 \text{ kg/m}^3$

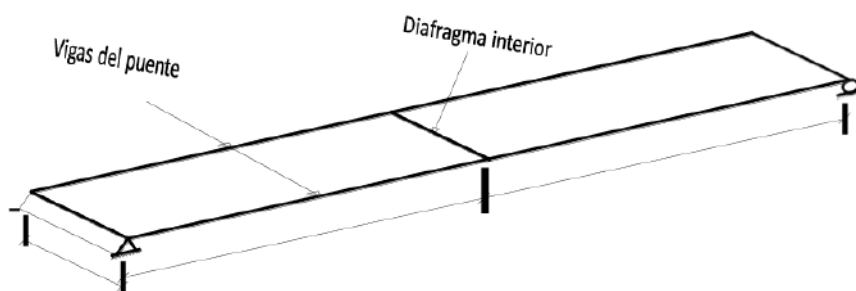
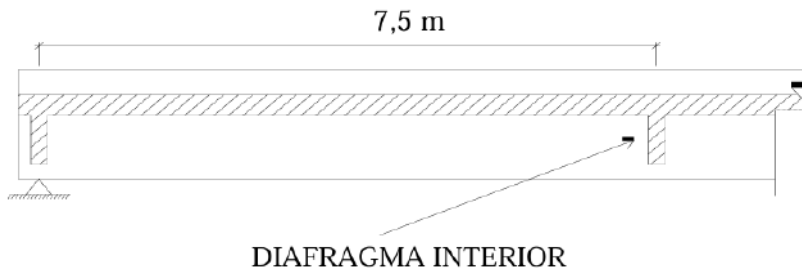


$$q_{DC} = b \cdot h \cdot \gamma_{H^o A^o}$$

$q_{DC} = 600 \text{ kg/m}$

4.8.4.- Sobrecarga vehicular.

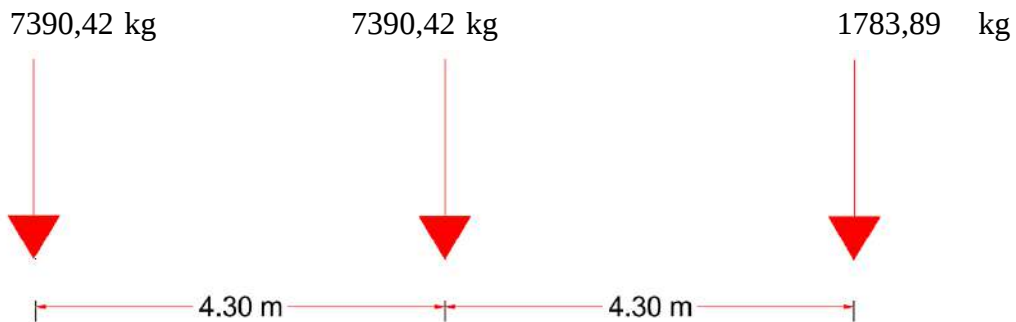
Calculamos la reacción que genera el eje del camión ubicándolo donde genere la máxima reacción en dirección longitudinal para un diafragma.



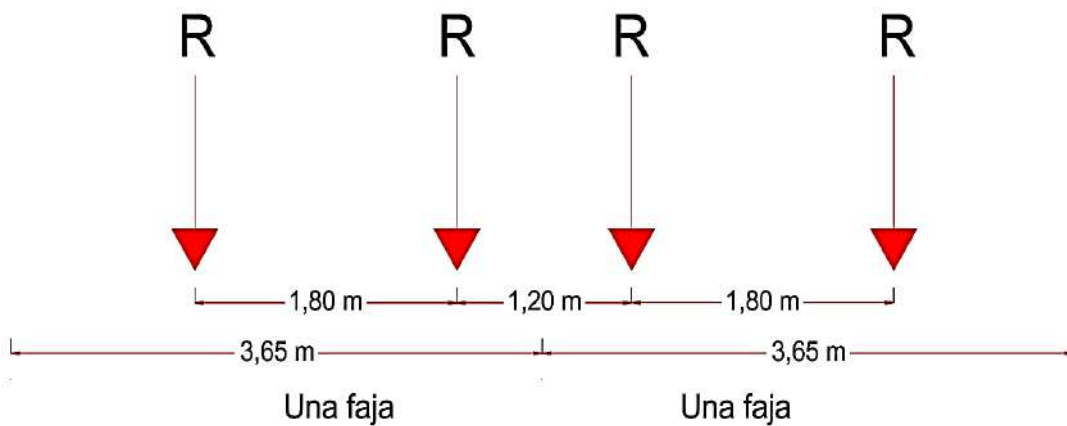
Para el camión HL - 93 y a manera de hacer comparaciones, se calcula los momentos para los siguientes casos:

- Momento al centro del diafragma.
- Momento máximo definido por el teorema de Barré.
- Momento máximo definido por el teorema de Courbon.

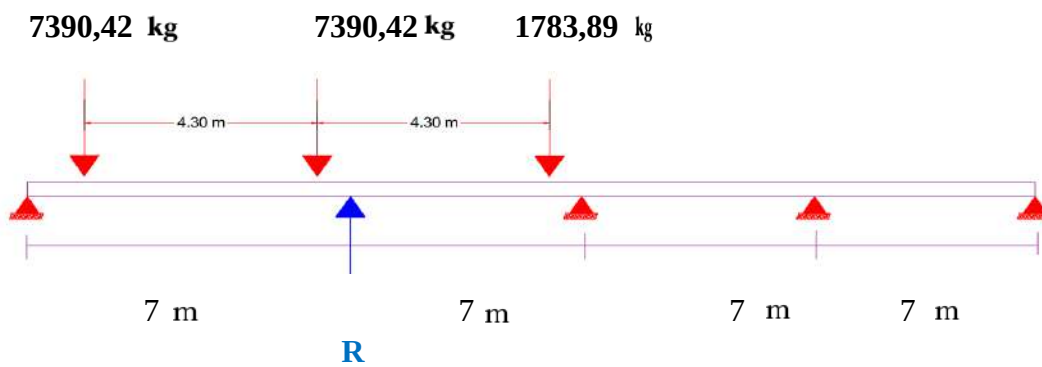
Esquema de la carga del camion (Vista Longitudinal)



Esquema de la carga del camion (Vista Transversal)



Carga por rueda



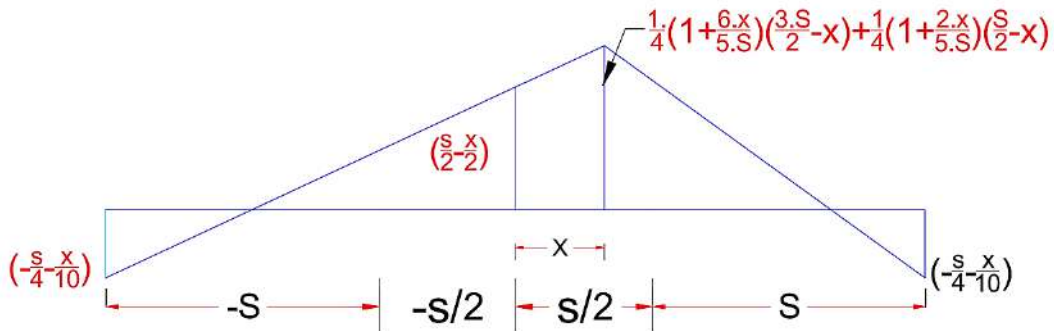
Asumiendo cuatro tramos isostaticos. 7,5 m

$$R = 12954,49 \text{ kg}$$

Calculo los momentos flectores en el diagrama central

Momento por Carga Viva:

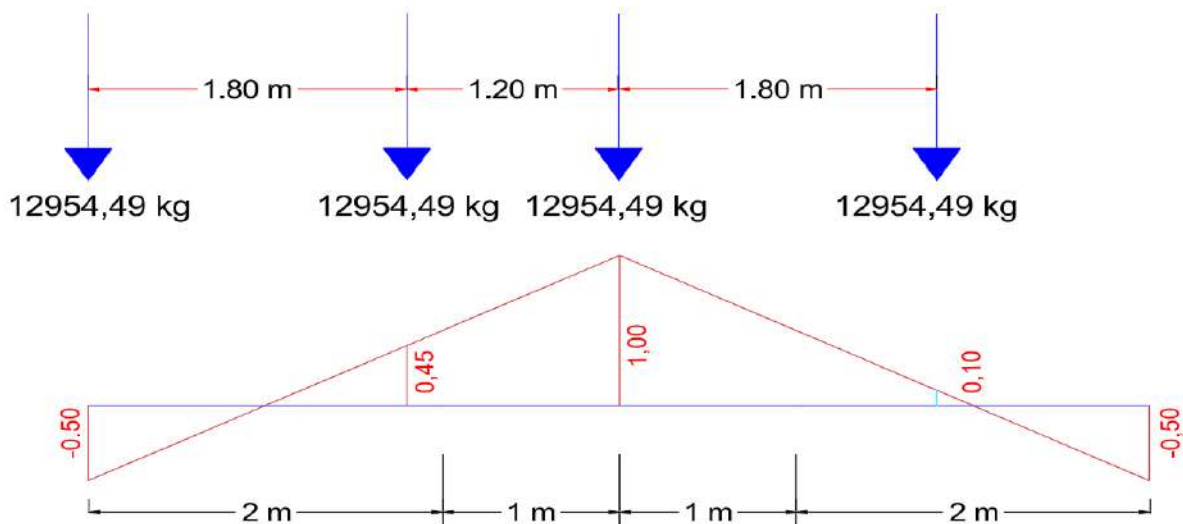
Línea de Influencia del momento en X.



a) Para evaluar el momento al medio del diafragma, se tiene que $X = 0$ con lo que la ecuación de la línea de influencia será:

$$X = 0 \quad \text{m} \qquad S = 2 \quad \text{m}$$

$$-\frac{S}{4} - \frac{X}{10} = -0,5 \quad \frac{S}{2} - \frac{X}{2} = 1 \quad \frac{1}{4} \left(1 + \frac{6 \cdot X}{5 \cdot S} \right) \left(\frac{3}{2} \cdot S - X \right) + \frac{1}{4} \left(1 + \frac{2 \cdot X}{5 \cdot S} \right) \left(\frac{S}{2} - X \right) = 1$$

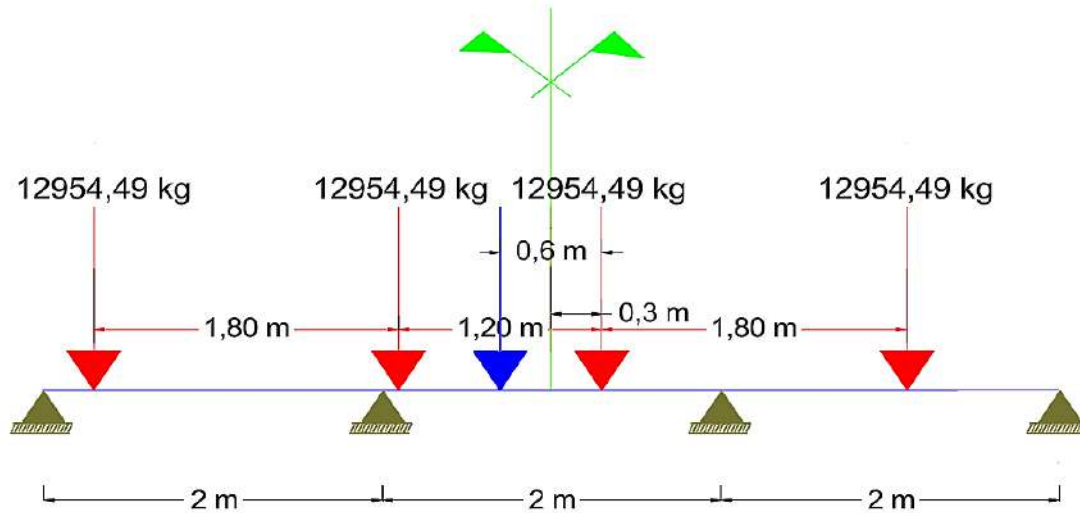


El momento al centro del diafragma para las dos fajas de tráfico valdrá:

$$M = 13602,21 \quad \text{kg.m}$$

b) Para encontrar el momento máximo según el teorema de Barré, se determina la posición de los camiones de la siguiente manera: "Cuando se tienen varias cargas puntuales, se busca la ubicación de su resultante para luego colocar estas cargas, de manera que el centro de simetría del tramo próxima a ella, para así obtener el momento máximo en coincidencia con la carga anteriormente especificada.

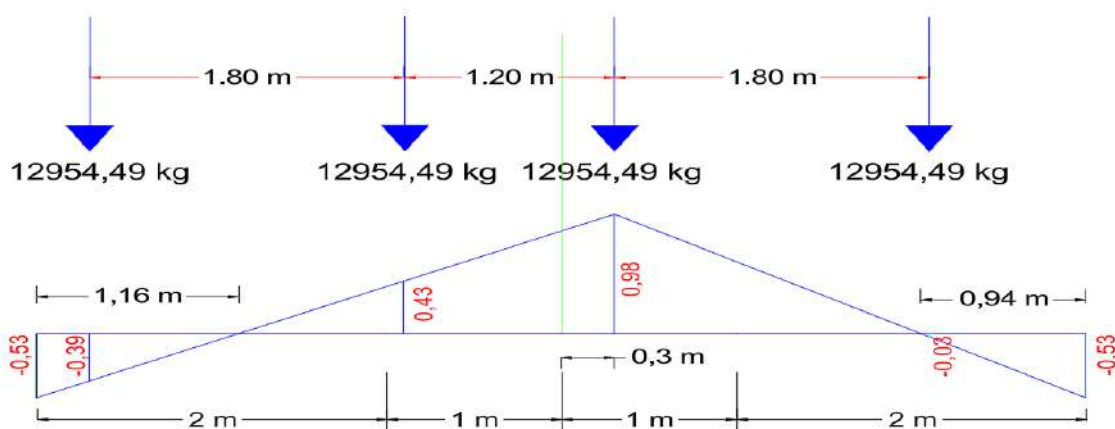
Aplicando este teorema al conjunto de las cuatro filas de ruedas se tiene el siguiente esquema:



$$X = 2 \text{ m} \quad S \quad 2 \text{ m}$$

$$\frac{1}{4} \left(1 + \frac{6}{5} \cdot \frac{X}{S} \right) \left(\frac{3}{2} \cdot S - X \right) + \frac{1}{4} \left(1 + \frac{2}{5} \cdot \frac{X}{S} \right) \left(\frac{S}{2} - X \right) = 1$$

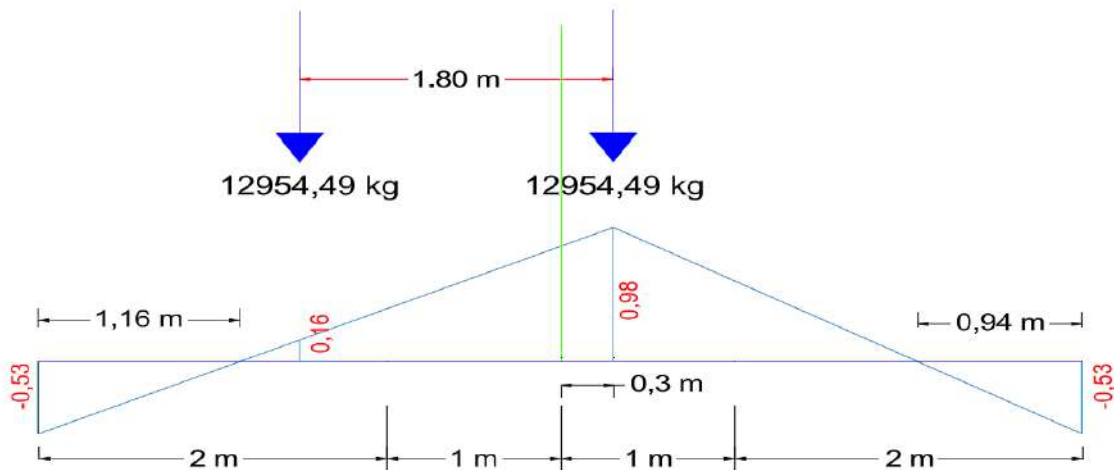
$$-\frac{S}{4} - \frac{X}{10} = -0,53 \quad \frac{S}{2} - \frac{X}{2} = 0,85$$



El momento máximo que se obtiene en este caso será:

$$M = 12824,94 \text{ kg.m}$$

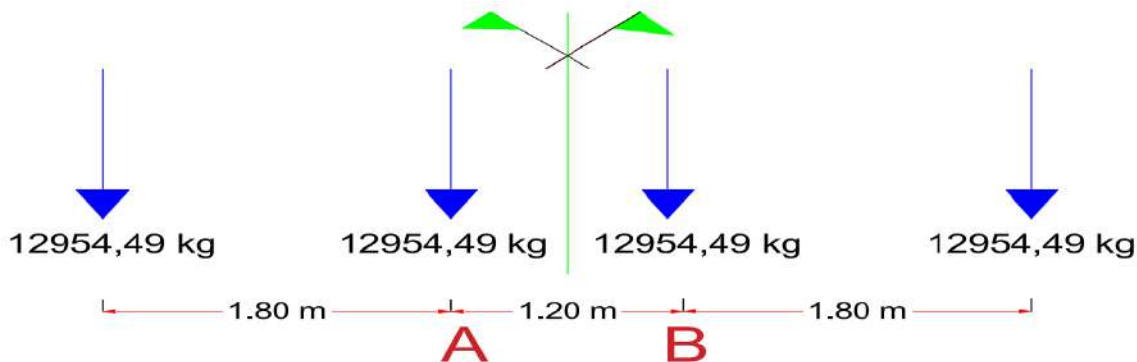
Por otra parte, se observa que alguna de las filas de ruedas pisa en sectores negativos por ello es conveniente analizar también para este último caso con una faja de tráfico, con lo que se obtiene:



El momento máximo que se obtiene en este caso será:

$$M = 14768,12 \text{ kg.m}$$

c) Para las dos fajas de tráfico, se tiene que el momento máximo se presenta en correspondencia con una de las filas de ruedas interiores, o sea dada la simetría en A o en B de acuerdo a la siguiente figura:

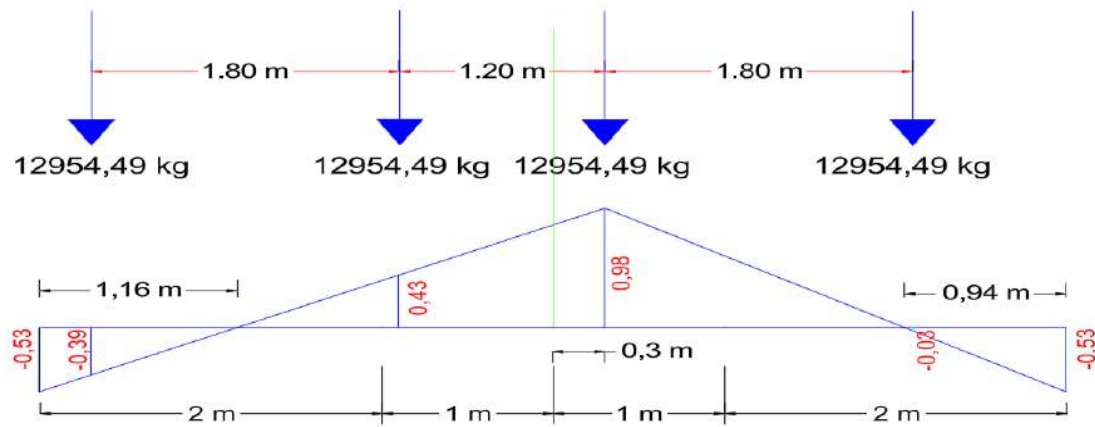


Según Courbon, la distancia X a la cual el momento es máximo está dada por:
 $d = 0,6 \text{ m}$ Distancia de una de las filas de ruedas interiores al centro de gravedad del Conjunto de filas de ruedas.
 $S = 2 \text{ m}$

$$e = \frac{S}{6} - \frac{d}{2} = 0,03 \text{ m} \quad X = e + d = 0,63 \text{ m}$$

$$-\frac{S}{4} - \frac{X}{10} = -0,56 \quad \frac{S}{2} - \frac{X}{2} = 0,68$$

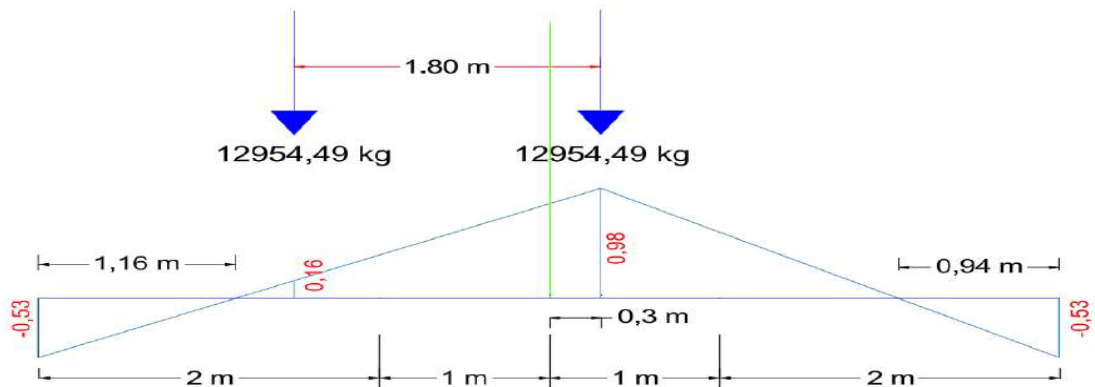
$$\frac{1}{4} \left(1 + \frac{6}{5} \cdot \frac{X}{S} \right) \left(\frac{3}{2} \cdot S - X \right) + \frac{1}{4} \left(1 + \frac{2}{5} \cdot \frac{X}{S} \right) \left(\frac{S}{2} - X \right) = 0,92$$



El momento máximo que se obtiene en este caso será:

$$M = 11011,31 \text{ kg.m}$$

Por otra parte, se observa que alguna de las filas de ruedas pisa en sectores negativos por ello es conveniente analizar también para este último caso con una faja de tráfico, con lo que se obtiene:



El momento máximo que se obtiene en este caso será:

$$M = 14379,48 \text{ kg.m}$$

De todos los momentos calculados por carga viva solo trabajaremos con el mayor:

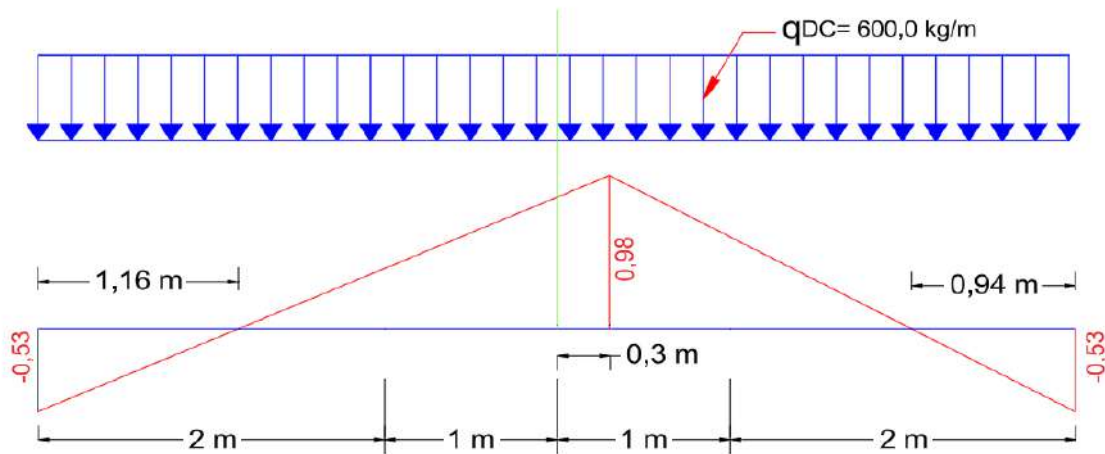
$$X = 0,3 \text{ m (desde el centro)}$$

$$MLL = 14768,12 \text{ kg.m}$$

Momento peso propio

El momento por peso propio se lo calculara en la misma distancia a la cual esta ubicada el momento maximo por carga viva:

$$q_{DC} = 600 \text{ kg/m}$$



Area negati -0,56

Area positi 1,91

$$X = 0,3 \text{ m (desde el centro)}$$

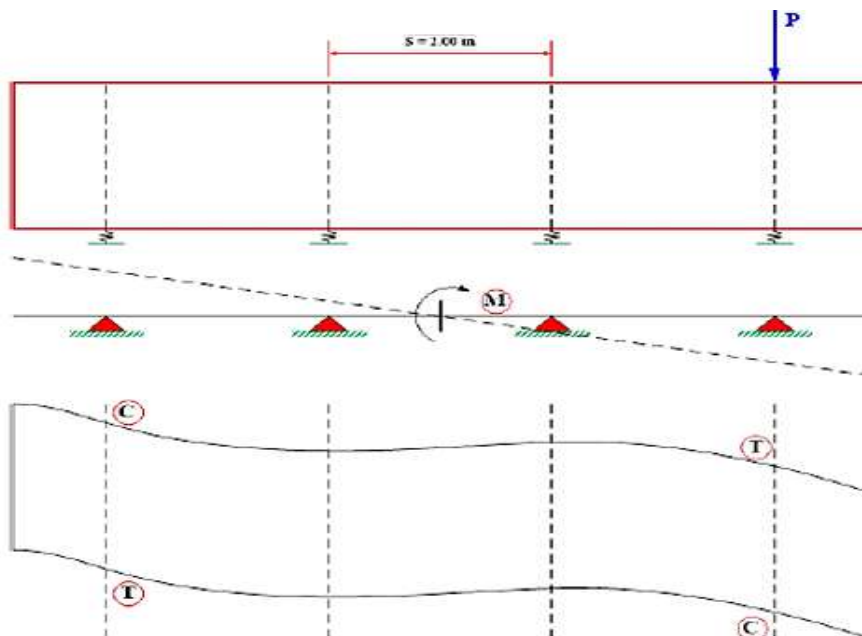
$$M_{DC} = 821,1 \text{ kg.m}$$

Solicitud de diseño

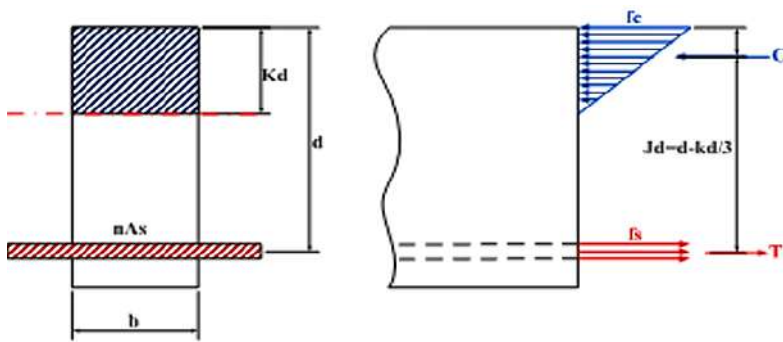
$$M_u = 1,25.M_{DC} + 1,75.M_{LL}$$

$$M_u = 26870,585 \text{ kg.m}$$

Por ser el diafragma una viga de gran canto, debe ser diseñada con un par de fuerzas:



Armadura para Restricciones Tracciones



Concreto armado
comportamiento y
diseño

$$A_s = \frac{Td}{f_y}$$

$$Md = Td \left(d - \frac{Kd}{3} \right)$$

$$h = 125 \text{ cm}$$

$$\text{recub} = 2,5 \text{ cm}$$

$$d = 121,5 \text{ cm}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$Md = 2687058,5 \text{ kg*cm}$$

$$b \cdot \frac{Kd^2}{2} - n \cdot A_s \cdot (d - Kd) = 0$$

$$b \cdot \frac{Kd^2}{2} - \frac{Es}{Ec} \left(\frac{Md}{f_y \left(d - \frac{Kd}{3} \right)} \right) \cdot (d - Kd) = 710$$

$$Kd = 21,07 \text{ cm}$$

$$Td = \frac{Md}{\left(d - \frac{Kd}{3} \right)} = 23472,54 \text{ kg}$$

$$f_{yd} = \phi \cdot f_y = 3780 \text{ kg/cm}^2$$

Armadura necesaria:

$$A_s = \frac{T_d}{f_{yd}}$$

$$A_s = 6,21 \text{ cm}^2$$

Armadura minima:

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d$$

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = 0,0028$$

$$A_{\min} = 8,02 \text{ cm}^2$$

como la armadura necesaria es menor que la mínima se diseñara con la minima $A_{s_{\min}}$.

$$A_{s_{\text{nec}}} = 8,02 \text{ cm}^2$$

Ø (mm)	Nº Fierros	AØ (cm²)
20	3	9,42

Finalmente USAR:

3 Ø 20 mm

Armadura de Distribución:

Altura efectiva (d)

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} = 121,5 \quad \text{cm}$$

$$b_w = 20 \quad \text{cm}$$

As. Vertical.

El área de refuerzo para cortante perpendicular al refuerzo de tracción por flexión A_v , no debe ser menos de:

$$A_v = 0,0025 \cdot b_w \cdot S \quad \text{(Art. 11.8.4)}$$

ACI-318

Donde: $S \leq 30 \quad \text{cm}$

$$s \leq \frac{d}{5} \quad S \leq 24,3 \quad \text{cm}$$

$$A_v = 1,22 \quad \text{cm}^2$$

Ø (mm)	Nº Fierros	AØ (cm ²)
10	2	1,57

Finalmente USAR:

$$\text{Ø } 10 \quad \text{mm} \quad \text{c/ } 20 \text{ cm}$$

As. Horizontal.

El área de refuerzo para cortante paralelo al refuerzo de tracción por flexión, A_{vh} , no debe ser menos de:

$$A_{vh} = 0,0015 \cdot b_w \cdot S$$

Donde: $S \leq 30 \quad \text{cm}$

$$s \leq \frac{d}{5} \quad S \leq 24,3 \quad \text{cm}$$

$$A_v = 0,73 \quad \text{cm}^2$$

Ø (mm)	Nº Fierros	AØ (cm ²)
8	2	1,01

Finalmente USAR:

$$\text{Ø } 8 \quad \text{mm} \quad \text{c/ } 20 \text{ cm}$$

Resumen de la Armadura

As. Principal -	Usamos 3 Ø 20 mm cada extremo
As. Secundaria .- (Vertical).	Usamos Ø 10 mm C/ 20 cm
As. Secundaria .- (Horizontal).	Usamos Ø 8 mm C/ 20 cm

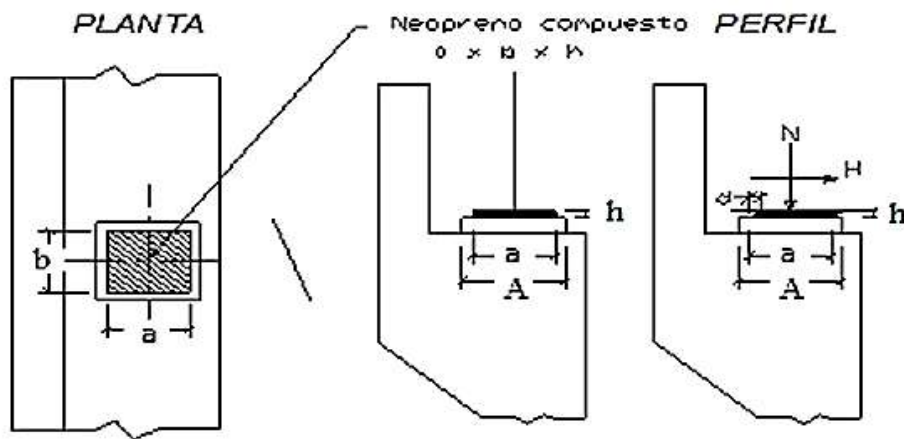
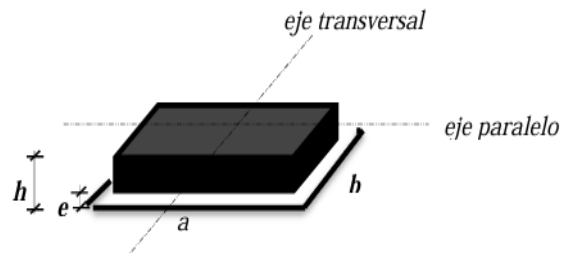
4.9.- DISEÑO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO.

Datos:

$$PCM = 48580,5 \text{ kg}$$

$$PCV = 20374,13 \text{ kg}$$

$$PT = 68954,63 \text{ kg}$$



a) Area del Elastómero

Esfuerzo de compresión por carga total en servicio en apoyos fijos:

$$Gs \leq 2GS \leq 122 \text{ kg/cm}^2$$

(Art. 14.7.5.3.2-3)
AASHTO-LRFD

Luego

$$A_{req} = \frac{P_r}{\sigma_s} = 565,20 \text{ cm}^2$$

Para el ancho de la viga $b = 65 \text{ cm}$, escogimos $W = 30 \text{ cm}$

$$L = \frac{A}{W} = 18,84 \text{ (a lo largo de la longitud de viga)}$$

El apoyo a lo largo de la longitud de viga debe ser tan corto como sea practico para permitir la rotación alrededor del eje transversal, y lo suficiente como para estabilizar la viga durante su erección.

Adoptado:

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

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

$$A = 900 \text{ cm}^2 \quad 565,20 \text{ cm}^2$$

b) Factor de forma S mínimo

Carga total

$$Gs \leq 2GS \leq 122 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_T \geq \frac{\sigma_s}{2G} = 3,192$$

(Art. 14.7.5.3.2-3)
AASHTO-LRFD

Siendo:

$$G = 12 \text{ kg/cm}^2$$

(Art. 14.7.6.2)
AASHTO-LRFD

$$\sigma_s = \frac{P_T}{A} = 76,62 \text{ kg/cm}^2$$

Carga Viva

$$\sigma_L \leq G.S$$

$$S_L \geq \frac{\sigma_L}{G} = 1,89$$

(Art. 14.7.5.3.2-4)
AASHTO-LRFD

Siendo:

$$G = 12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_L = \frac{P_{CV}}{A} = 22,64 \text{ kg/cm}^2$$

De (1) y (2) el factor de forma mínima es:

$$S = 3,192$$

c) Grosor de una capa interior del elastómero (h_{ri})

como :

$$S_i \geq \frac{L.W}{2.h_{ri}.(L+W)} \quad h_{ri} \leq \frac{L.W}{2.S_i.(L+W)}$$

(Art. 14.7.5.1-1)
AASHTO-LRFD

Para carga total:

$$h_{ri} \leq \frac{L.W}{2.S_i.(L+W)} = 2,35 \text{ cm}$$

Para carga viva:

$$h_{ri} \leq \frac{L.W}{2.S_i.(L+W)} = 3,97 \text{ cm}$$

Grosor de capa interior adoptado:

$$h_{ri} = 1,5 \quad \text{cm} \quad 15 \quad \text{mm}$$

$$S_i = \frac{L.W}{2.h_{ri} \cdot (L+W)} = 5 > 3,192 \quad \text{ok}$$

d) Número de capas interiores de elastómetro (n)

Compresión y rotación combinadas:

$$\sigma_s > G.S. \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \cdot \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2 \quad n > \left(\frac{G.S.\theta_s}{\sigma_s} \right) \cdot \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2$$

$$\theta_s = 0,007 \quad \text{rad}$$

$$n > \left(\frac{G.S.\theta_s}{\sigma_s} \right) \cdot \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2 = 2,193$$

$$\sigma_s < 2,25.G.S. \left[1 - 0,167 \cdot \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \cdot \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2 \right] \quad (\text{Art. 14.7.5.3.5-3})$$

AASHTO-LRFD

$$n > -0,167.\theta_s \cdot \frac{\left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2}{\left(\frac{\sigma_s}{2,25.G.S} - 1 \right)}$$

$$n = 1,081$$

Luego, adoptamos $n = 2$. Se usaran 2 capas interiores de 15 mm c/u. Así mismo, capas exteriores de 8 mm ($8 \text{ mm} < 70 \% \cdot 15 \text{ mm}$, Art. 14.7.5.1).

El grosor total es $h_{rt} = 2 \cdot (15 \text{ mm}) + 2 \cdot (8 \text{ mm}) = 46 \text{ mm}$ de elastómetro.

e) Estabilidad del elastómetro

$$A = \frac{1,92 \cdot \frac{h_{rt}}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2 \cdot L}{W}}} \quad (\text{Art. 14.7.5.3.6-2})$$

AASHTO-LRFD

$$A = 0,17$$

$$B = \frac{2,67}{(s+2) \cdot \left(1 + \frac{L}{4 \cdot W} \right)} \quad (\text{Art. 14.7.5.3.6-3})$$

AASHTO-LRFD

$$B = 0,31$$

El apoyo será estable si:

(Art. 14.7.5.3.6-1)

$$\frac{2.A}{0,34} \leq \frac{B}{0,31} \quad \text{AASHTO-LRFD}$$

(No cumple)

Sin embargo, si $A - B \leq 0$, el apoyo es estable y no depende de σ_s :

$$A - B = -0,135 < 0,0 \quad \text{luego el apoyo es estable}$$

f) Calculo de placas de refuerzo en el elastómetro

En el estado límite de servicio:

$$h_s \geq \frac{3 \cdot h_{max} \cdot \sigma_s}{F_Y}$$

(Art. 14.7.5.3.7-1)

AASHTO-LRFD

Donde:

$$F_Y = 2531 \text{ kg/cm}^2$$

$$h_s = 0,136 \text{ cm}$$

En el estado límite de fatiga:

(Art. 14.7.5.3.7-2)

AASHTO-LRFD

$$h_s \geq \frac{2 \cdot h_{max} \cdot \sigma_L}{\Delta F_{TH}}$$

$$\Delta F_{TH} = 1683 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Categoria A})$$

(Tabla 6.6.1.2.5-3)

AASHTO-LRFD

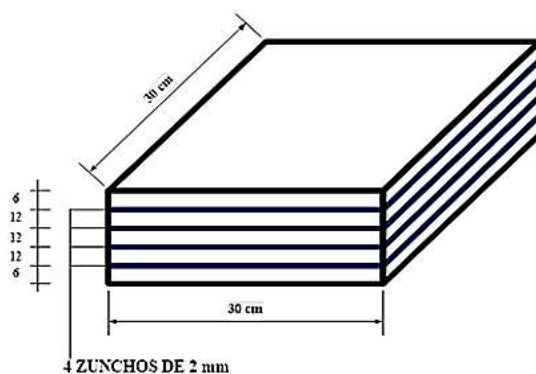
$$h_s = 0,061 \text{ cm}$$

Adoptamos:

$$h_s = 2 \text{ mm} > 1,36 \text{ mm}$$

Se usaran 3 placas de 2 mm, y el espesor total del apoyo será:

$$46 \text{ mm} + 3 \cdot (2 \text{ mm}) = 52 \text{ mm}$$



4.10.- DISEÑO DEL ESTRIBO

Son estructuras que sirven de apoyo extremo al puente y que además de soportar la carga de la superestructura, sirven de contención de los terraplenes de acceso y por consiguiente están sometidos al empuje de tierra.

Los estribos como son muros de contención, pueden ser de concreto simple (estribos de gravedad), o de concreto armado (muros envoladizo o con pantalla y contrafuertes).

$f'c =$	280	kg/cm ²	Resistencia Característica del Hormigón.
$\gamma H^o =$	2400	kg/m ³	Peso específico del Hormigón.
$f_y =$	5000	kg/cm ²	Resistencia del Acero Estructural
$E_s =$	2E+06	kg/cm ²	Módulo de elasticidad del Acero.
$\gamma S =$	1700	kg/m ³	Peso específico del Terraplén.
$\sigma_{adm} =$	2,50	kg/cm ²	Esfuerzo admisible del suelo.

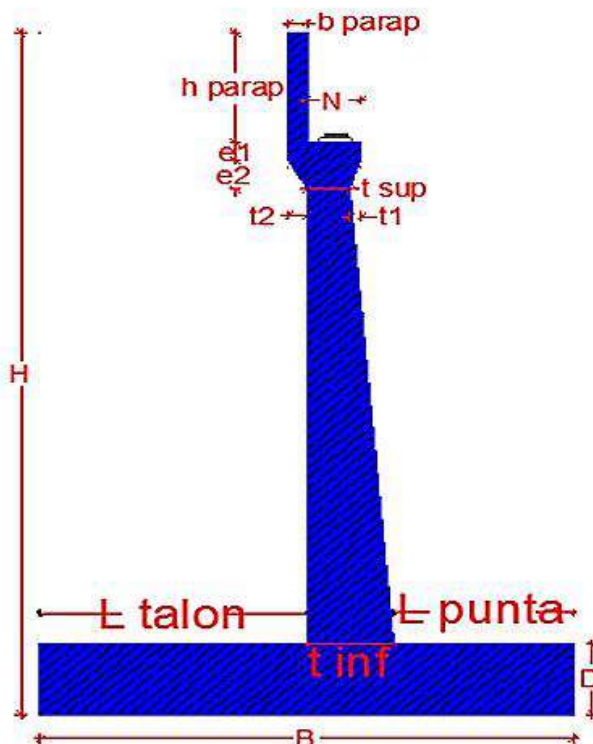
Tamaño máximo del Agregado Gr_m Ø_{max-agregado} 2,5 cm

4.10.1.- PREDIMENSIONAMIENTO Para la altura 13 m

B =	Ancho del cimiento =	$1/2H - 2/3H =$	8,67	=	10
D =	Altura del cimiento =	$0,1H =$	1,3	=	1,3
L punta =	Longitud de punta =	$B/3 =$	3,33	=	3,5
t sup =	grosor menor de pantalla =	$H/24 =$	0,54	=	0,6
t inf =	grosor mayor de pantalla =	$0,1H =$	1,3	=	1,3
N =	0,75	Adopto =	N _{min} =	0,24	
L talon =	5,2				
b parap =	0,25				
t1 =	0,15				
t2 =	0,25				
h parap =	2,1				
e1 =	0,3				
e2 =	0,5				

Datos:

L _{cj} =	9,5	m
P _{fs} =	4	m
L _c =	29,4	m

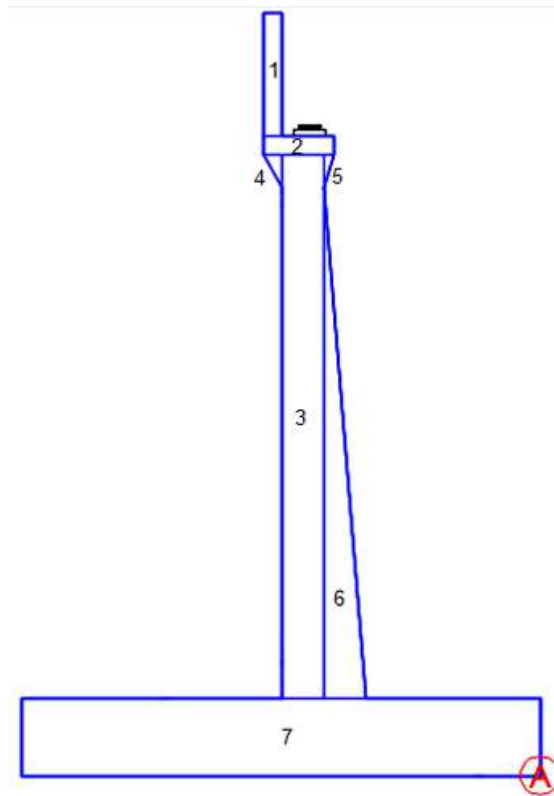


CASO I - ESTRIBO CON PUENTE

CARGAS VERTICALES (Considerando franjas de 1m de longitud de estribo)

Cargas DC

Peso propio del H°A°



Elemeto	Volumen (m3)	DC (kg/m)	XA m	YA m	XA.DC (kg.m/m)	YA.DC (kg.m/m)
1	0,53	1260,0	4,93	11,95	6205,5	15057,0
2	0,30	720,0	4,55	10,75	3276,0	7740,0
3	5,58	13392,0	4,50	5,95	60264,0	79682,4
4	0,06	150,0	4,88	10,43	732,5	1565,0
5	0,04	90,0	4,15	10,43	373,5	939,0
6	3,08	7392,0	3,97	4,23	29321,6	31292,8
7	13,00	31200,0	5,00	0,65	156000,0	20280,0
Σ=		54204,0			256173,1	156556,2

DC= 54204 kg/m

XA = 4,73 m

YA = 2,89 m

Peso propio de la superestructura

Componente	R. Viga Ext. (kg)
DCacc+losa	68347,944
DC VIGA	90417,204
DC Diaf.	9000,00
ΣDC	167765,148

$$\begin{aligned} \text{PDC} &= 17659,49 \text{ kg/m} \\ \text{XA} &= 4,45 \text{ m} \end{aligned}$$

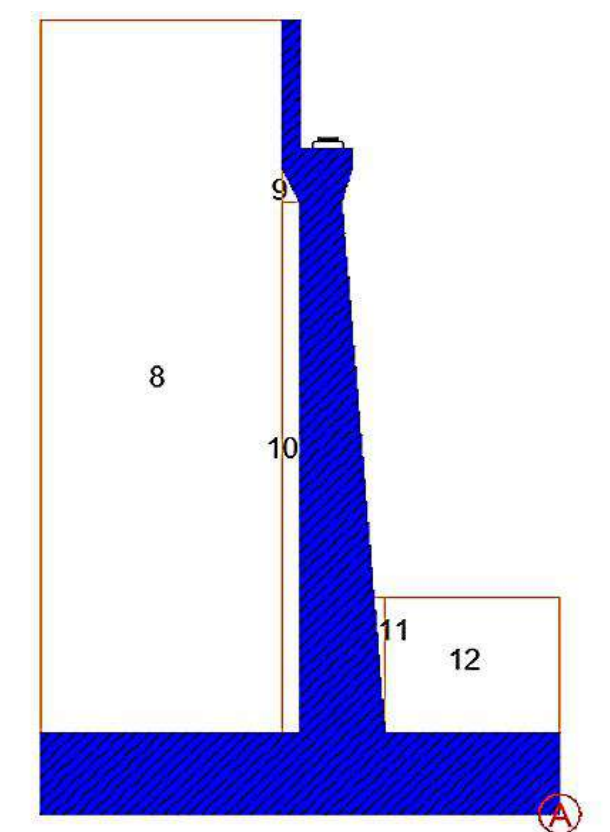
Cargas DW

Peso Asfalto en Superestructura:

Componente	R. Viga (kg)	
DW Rod	11804,1	0

$$\begin{aligned} \text{PDW} &= 1242,54 \text{ kg/m} \\ \text{XA} &= 4,45 \text{ m} \end{aligned}$$

Cargas EV (peso del terreno)

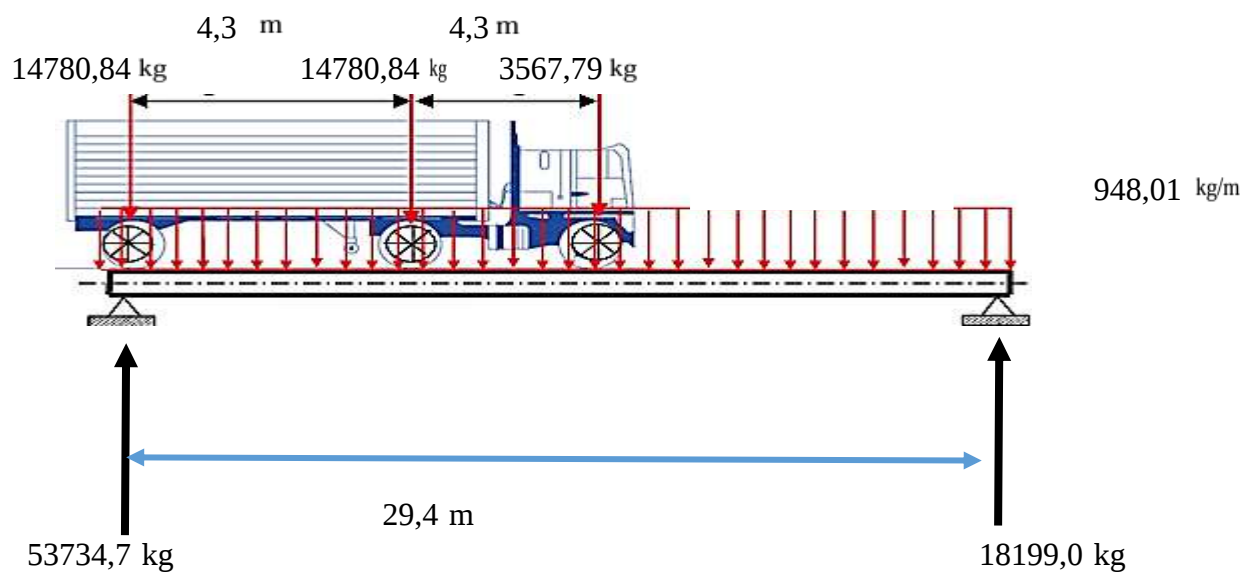


Elemeto	Volumen (m3)	DC (kg/m)	XA m	YA m	XA.DC (kg.m/m)	YA.DC (kg.m/m)
8	46,33	78761,0	7,53	7,15	593070,3	563141,2
9	0,05	85,0	4,97	10,27	422,5	873,0
10	0,88	1496,0	4,93	5,70	7375,3	8527,2
11	0,23	391,0	3,57	3,10	1395,9	1212,1
12	7,56	12852,0	1,75	2,65	22491,0	34057,8
$\Sigma=$		93585,0			624754,9	607811,2

$$\begin{aligned} \text{EV} &= 93585 \text{ kg/m} \\ \text{XA} &= 6,68 \text{ m} \\ \text{YA} &= 6,49 \text{ m} \end{aligned}$$

Cargas LL+IM

Carga viva e impacto desde la superestructura



Componente	R. Viga (kg)
PLL+IM =	53734,7

PLL+IM = 5656,28 kg/m
XA = 4,45 kg

Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Altura equivalente de suelo por S/C (Tabla 3.11.6.4-1):
Por cargas vehiculares actuando sobre el terreno, agregamos una porción equivalente de suelo. En este caso para :

H = 13 m

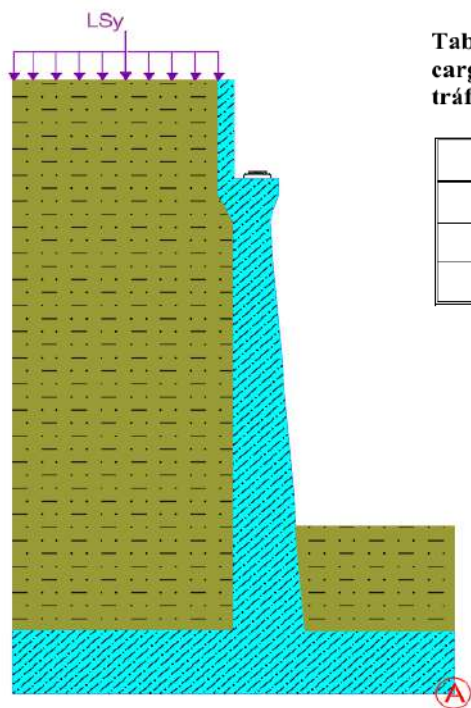


Tabla 3.11.6.4-1 – Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico

Altura del estribo (mm)	h_{eq} (mm)
1500	1200
3000	900
≥ 6000	600

heq = 0,6 m
Terreno equivalente extendido en 4,95 m del talon del estribo.

LSY = 5049 kg/m
XA = 7,40 m

Cargas EH (Presion lateral del terreno)

$$\begin{aligned} \text{EHY} &= 11685,908 \text{ kg/m} \\ \text{XA} &= 10 \text{ m} \end{aligned}$$

Resumen de Cargas Verticales

CARGA	TIPO	V kg/m	XA m	Mv kg.m/m
DC	DC	54204,00	4,73	256173,10
PDC	DC	17659,49	4,45	78584,73
PDW	DW	1242,54	4,45	5529,29
EV	EV	93585,00	6,49	607811,20
PLL+IM	LL+IM	5656,28	4,45	25170,45
LSY	LS	5049,00	7,40	37362,60
EHV	EH	11685,91	10,00	116859,08
$\Sigma=$		189082		1127490

CARGAS HORIZONTALES (Considerando franjas de 1m de longitud de estribo)

Cálculo del coeficiente de empuje activo (K_a)

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi'_f)}{\Gamma * [\sin^2\theta * \sin(\theta - \delta)]} \quad \Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_f + \delta) * \sin(\phi'_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) * \sin(\theta + \beta)}} \right]^2 \quad \delta = \frac{2}{3} \cdot \phi'_f$$

$\phi_f = 30$	ángulo de fricción interna
$\delta = 20$	ángulo de fricción entre el suelo y el muro
$\beta = 0$	ángulo del material del suelo con la horizontal
$\Theta = 90$	ángulo de inclinación del muro del lado del terreno

Entonces:

$$\Gamma = 2,68 \quad k_o = 0,297$$

Cargas actuantes:

Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva

$$P = K_a \cdot h_{eq} \cdot \gamma$$

$$\begin{aligned} P &= 242,61 \text{ kg/m}^2 \\ \text{LSX} &= 3153,91 \text{ kg/m} \\ \text{YA} &= 6,5 \text{ m} \end{aligned}$$

Cargas EH (Presion lateral del terreno)

$$P = K_a \cdot H \cdot \gamma$$

$$\begin{aligned} P &= 5256,51 \text{ kg/m}^2 \\ EH &= 34167,31 \text{ kg/m} \\ EHX &= 32106,77 \text{ kg/m} \\ YA &= 4,33 \text{ m} \end{aligned}$$

Cargas BR (Fuerza de frenado)

$$\begin{aligned} q \text{ carril} &= 948,01 \text{ kg/m} \\ P \text{ camion} &= 14780,84 \text{ kg} \\ P \text{ tadem} &= 11213 \text{ kg} \end{aligned}$$

La fuerza de frenado se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

1.- 25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño

$$\begin{aligned} \text{Camion} &= 8282,37 \text{ kg/m} \\ \text{Tandem} &= 5606,50 \text{ kg} \\ Fr &= 8282,37 \text{ kg} \end{aligned}$$

2.- 5 por ciento del camión de diseño más la carga del carril o 5 por ciento del tándem de diseño más la carga del carril.

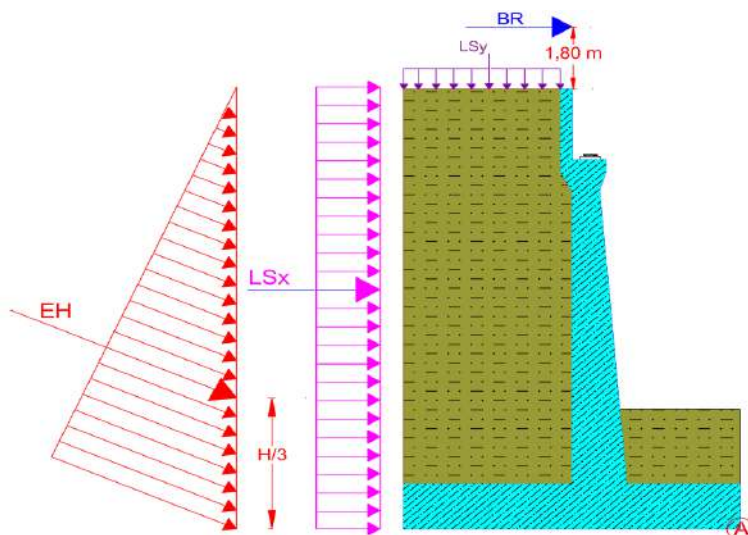
$$\begin{aligned} q \text{ carril} + c &= 3050,05 \text{ kg} \\ q \text{ carril} + t &= 2514,87 \text{ kg} \\ Fr &= 3050,05 \text{ kg} \end{aligned}$$

Solo escogemos la mayor:

$$BR = 8282,4 \text{ kg}$$

Se asumirá que esta fuerza actúa horizontalmente a una distancia de 1,80 m sobre la superficie de la calzada.

$$\begin{aligned} BR &= 871,83 \text{ kg} \\ YA &= 14,8 \text{ m} \end{aligned}$$



Resumen de Cargas Horizontales

CARGA	TIPO	H (kg/m)	YA (m)	MH (kg.m/m)
LSX	LS	3153,91	6,50	20500,39
EHX	EH	32106,77	4,33	139129,33
BR	BR	871,83	14,80	12903,06
$\Sigma=$		36132,50		172532,77

ESTADOS LÍMITES APLICABLES Y COMBINACIONES DE CARGAS

Tomamos en cuenta los estado límites de Resistencia I y Servicio I aplicables en este caso y con un valor $h=hDhRhI=1$

Para el chequeo de estabilidad al vuelco y deslizamiento observando en el gráfico las cargas actuantes, utilizamos los factores γ máximos para las cargas horizontales que generan vuelco alrededor del punto A y

deslizamiento en la base (EH y LS) y los factores de carga maximizar las condiciones criticas de vuelco y deslizamiento en la estructura. Este caso sera denominado Ia.

Para el chequeo de presiones en la base empleamos los factores γ máximos en cargas verticales y horizontales para maximizar efectos. A este caso lo denominaremos Ib.

CASO I - ESTRIBO CON PUENTE

CARGAS VERTICALES VU								
TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	EH	Σ=
CARGA	DC	PDC	PDW	EV	PLL+IM	LSY	EHY	VU (kg)
V (kg)	54204,0	17659,5	1242,5	93585,0	5656,3	5049,0	11685,9	189082,2
RES Ia	0,90	0,90	0,65	1,00	1,75	1,75	0,90	188321,3
	48783,60	15893,5	807,65	93585,0	9898,49	8835,75	10517,32	
RES Ib	1,25	1,25	1,50	1,35	1,75	1,75	1,50	254296,0
	67755,0	22074,4	1863,8	126339,8	9898,5	8835,8	17528,9	
SERV I	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	189082,2
	54204,0	17659,5	1242,5	93585,0	5656,3	5049,0	11685,9	

MOMENTO ESTABILIZADOR POR CARGAS VERTICALES MVU								
TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	EH	Σ=
CARGA	DC	PDC	PDW	EV	PLL+IM	LSY	EHY	MVU (kg.m)
MVU (kg.m)	256173,10	78584,73	5529,29	607811,20	25170,45	37362,60	116859,08	1127490,45
RES Ia	0,90	0,90	0,65	1,00	1,75	1,75	0,90	1127293,30
	230555,79	70726,25	3594,04	607811,20	44048,29	65384,55	105173,17	
RES Ib	1,25	1,25	1,50	1,35	1,75	1,75	1,50	1532007,80
	320216,38	98230,91	8293,93	820545,12	44048,29	65384,55	175288,62	
SERV I	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1127490,45
	256173,10	78584,73	5529,29	607811,20	25170,45	37362,60	116859,08	

CARGAS HORIZONTALES HU				
TIPO	LS	EH	BR	$\Sigma=$
CARGA	LSx	Ehx	BR	Hu (kg)
H (kg)	3153,91	32106,77	871,83	36132,50
RES Ia	1,75	0,9	1,75	35941,12
	5519,3344	28896,0909	1525,6993	
RES Ib	1,75	1,5	1,75	55205,19
	5519,3344	48160,1515	1525,6993	
SERV I	1	1	1	36132,50
	3153,9054	32106,7676	871,82816	

MOMENTOS DE VUELCO (MHU)				
TIPO	LS	EH	BR	$\Sigma=$
CARGA	LSx	Ehx	BR	MHu (kg.m)
MHu (kg.m)	20500,39	139129,33	12903,06	172532,77
RES Ia	1,75	0,9	1,75	183672,42
	35875,674	125216,394	22580,349	
RES Ib	1,75	1,5	1,75	267150,01
	35875,674	208693,99	22580,349	
SERV I	1	1	1	172532,77
	20500,385	139129,326	12903,057	

CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

a) Vuelco alrededor del punto "A"

Cálculo de emáx:

- Estado límite de Resistencia (AASHTO, Art. 11.6.3.3):

Se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de la mitad central ($e \leq B/4$), excepto el caso de suelo rocoso en que se mantendrá en los $\frac{3}{4}$ centrales ($e \leq 3/8B$).

Es decir $e_{máx} = B/4 = 2,5$

$$X_o = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_U} \quad e = \frac{B}{2} - X_o$$

ESTADO	Vu kg	MVU kg.m	MHU kg	Xo m	e m	emax m	OBS.
RESIS Ia	188321	1127293	183672	5,01	0,01	2,5	OK
RESIS Ib	254296	1532008	267150	4,97	0,03	2,5	OK
SERVICIO	189082	1127490	172533	5,05	0,05	2,5	OK

b) Deslizamiento en base del estribo

La resistencia mayorada contra la falla por resbalamiento, se puede tomar como:

$$Q_R = \phi \cdot Q_n = \phi_{\tau} \cdot Q_{\tau} + \phi_{ep} \cdot Q_{ep}$$

Donde:

ϕ_{τ} = Factores de Resistencia para el Estado Límite de Resistencia de las Fundaciones

Superficiales especificado en la Tabla 10.5.5-1 de la AASHTO-LRFD 2004

Q_{τ} = Resistencia nominal al Corte entre el suelo y la fundación (kg).

Qep = Resistencia pasiva nominal del suelo disponible durante la totalidad de la vida de diseño de la estructura (kg).

Con: $\mu = \tan \phi_r = 0,577$ $\phi_r = 0,45$

Tabla 10.5.5-1 - Factores de Resistencia para el Estado Límite de Resistencia de las Fundaciones Superficiales

MÉTODO/SUELO/CONDICIÓN		FACTOR DE RESISTENCIA
Capacidad de carga y empuje pasivo	Arena: - Procedimiento semiempírico utilizando datos de ensayos SPT	0,45

ESTADO	VU (KN)	RESISTENTE	ACTUANTE HU	OBS
RESIS Ia	188,3	48927,3	35941,12	ok
RESIS Ib	254,3	66068,0	55205,19	ok
SERVICIO I	189,1	49125,0	36132,50	ok

c) Presiones actuantes en la base del estribo

Para el cálculo de estos esfuerzos sobre el terreno, pueden utilizarse las fórmulas de flexión compuesta, que para un ancho =1,0 m son las siguientes:

$$\sigma_{max} = \frac{\sum(F \text{ Verticales})}{B} * \left(1 + \frac{6.e}{B}\right) \quad \sigma_{min} = \frac{\sum(F \text{ Verticales})}{B} * \left(1 - \frac{6.e}{B}\right)$$

ESTADO	VU (kg)	e (m)	σ_{max}	σ_{min}	OBS.
RESIS Ia	188321	0,011	1,90	1,87	ok
RESIS Ib	254296	0,026	2,35	2,28	ok
SERVICIO I	189082	0,050	1,95	1,83	ok

La capacidad de carga mayorada, qR, en el estado límite de resistencia se deberá tomar como:

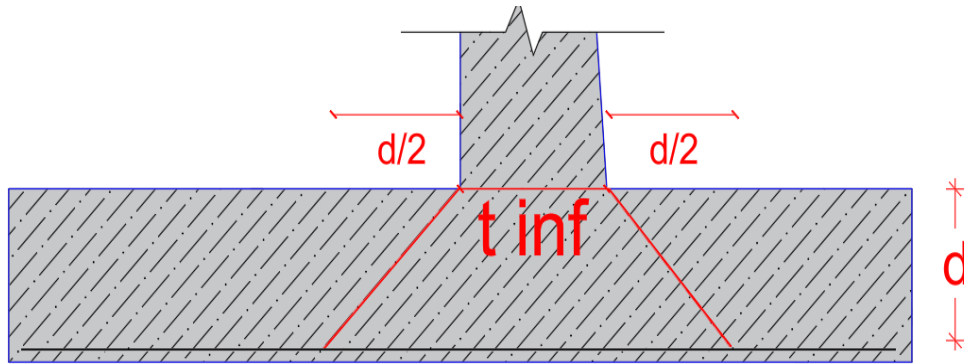
$$q_R = \phi \cdot q_n$$

$q_n = q_{ult}$ = Capacidad de carga nominal (kg/cm2).

Resistencia admisible del Terreno;

$$\sigma_{adm} = 2,50 \text{ kg/cm}^2$$

d) Por Punzonamiento



$P_u =$	62635,00	kg	
$t_{inf} =$	1,30	m	grosor mayor de pantalla
$d =$	1,22	m	canto util
$B =$	10,00	m	Ancho del cimiento
$b =$	100,00	cm	Ancho de la sección
$L_{cj} =$	9,50	m	Longitud del cajado
$\phi =$	0,90		Coefficiente de seguridad para cortante

$$b_o = 2 \cdot (t_{inf} + d + L_{cj}) = 24,03 \text{ m}$$

$$V_u = P_u - P_u \cdot \frac{(t_{inf} + d)}{B} = 46882,30 \text{ kg}$$

Resistencia del hormigón al punzonamiento $v_c = 1,06 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$

$$V_c = 54489,99 \text{ kg}$$

$$V_u < \phi v_c$$

Como:

$$46882,30 \text{ kg} < 49040,99 \text{ kg} \quad \text{ok}$$

CASO II - ESTRIBO SIN PUENTE

CARGAS VERTICALES VU								
TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	EH	$\Sigma=$
CARGA	DC	PDC	PDW	EV	PLL+IM	LSY	EHY	VU (kg)
V (kg)	54204,0	0,0	0,0	93585,0	0,0	5049,0	11685,9	164523,9
RES Ia	0,90	0,90	0,65	1,00	1,75	1,75	0,90	161721,7
	48783,6	0,0	0,0	93585,0	0,0	8835,8	10517,3	
RES Ib	1,25	1,25	1,50	1,35	1,75	1,75	1,50	220459,4
	67755,0	0,0	0,0	126339,8	0,0	8835,8	17528,9	
SERV I	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	164523,9
	54204,0	0,0	0,0	93585,0	0,0	5049,0	11685,9	

MOMENTO ESTABILIZADOR POR CARGAS VERTICALES MVU								
TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	EH	$\Sigma=$
CARGA	DC	PDC	PDW	EV	PLL+IM	LSY	EHY	MVU (kg.m)
MVU (kg.m)	256173,1	0,0	0,0	607811,2	0,0	37362,6	116859,1	1018206,0
RES Ia	0,90	0,90	0,65	1,00	1,75	1,75	0,90	1008924,7
	230555,8	0,0	0,0	607811,2	0,0	65384,6	105173,2	
RES Ib	1,25	1,25	1,50	1,35	1,75	1,75	1,50	1381434,7
	320216,4	0,0	0,0	820545,1	0,0	65384,6	175288,6	
SERV I	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1018206,0
	256173,1	0,0	0,0	607811,2	0,0	37362,6	116859,1	

CARGAS HORIZONTALES HU				
TIPO	LS	EH	BR	$\Sigma=$
CARGA	LSx	Ehx	BR	Hu (kg)
H (kg)	3153,9	32106,8	0,0	35260,7
RES Ia	1,75	0,9	1,75	34415,4
	5519,3	28896,1	0,0	
RES Ib	1,75	1,5	1,75	53679,5
	5519,3	48160,2	0,0	
SERV I	1	1	1	35260,7
	3153,9	32106,8	0,0	

MOMENTOS DE VUELCO (MHU)				
TIPO	LS	EH	BR	$\Sigma=$
CARGA	LSx	Ehx	BR	MHu (kg.m)
MHu (kg.m)	20500,4	139129,3	0	159629,7
RES Ia	1,75	0,9	1,75	161092,1
	35875,7	125216,4	0	
RES Ib	1,75	1,5	1,75	244569,7
	35875,7	208694,0	0	
SERV I	1	1	1	159629,7
	20500,4	139129,3	0	

CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

a) Vuelco alrededor del punto “A”

ESTADO	Vu kg	MVU kg.m	MHU kg	Xo m	e m	emax m	OBS.
RESIS Ia	161721,7	1008924,7	161092,1	5,24	0,24	2,5	OK
RESIS Ib	220459,4	1381434,7	244569,7	5,16	0,16	2,5	OK
SERVICIO	164523,9	1018206,0	159629,7	5,22	0,22	2,5	OK

b) Deslizamiento en base del estribo

ESTADO	VU (kg)	RESISTENTE	ACTUANTE HU	OBS
RESIS Ia	161722	42016,52	34415,43	ok
RESIS Ib	220459	57277,02	53679,49	ok
SERVICIO I	164524	42744,57	35260,67	ok

c) Presiones actuantes en la base del estribo

ESTADO	VU (kg)	e (m)	σ_{max}	σ_{min}	OBS.
RESIS Ia	161722	0,243	1,68	1,26	ok
RESIS Ib	220459	0,157	2,19	1,82	ok
SERVICIO I	164524	0,219	1,69	1,30	ok

La capacidad de carga mayorada, q_R , en el estado límite de resistencia se deberá tomar como:

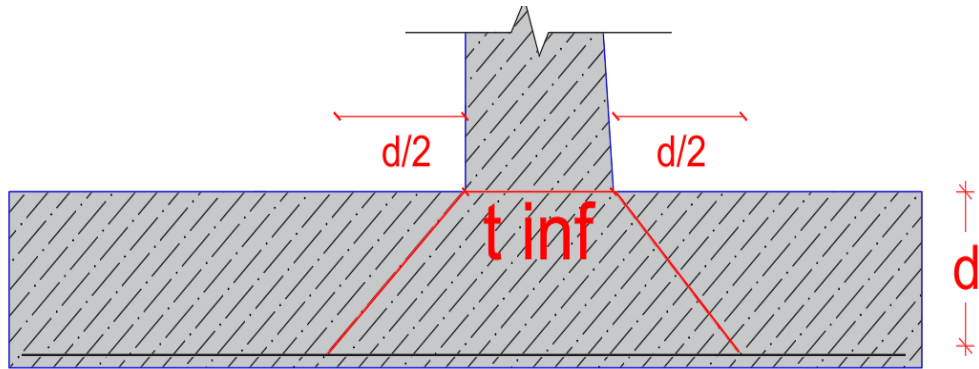
$$q_R = \phi \cdot q_n$$

$q_n = q_{ult}$ = Capacidad de carga nominal (MPa).

Resistencia admisible del Terreno:

$$\sigma_{adm} = 2,5 \text{ kg/cm}^2$$

d) Por Punzonamiento



$P_u =$	28755,00	kg	
$t_{inf} =$	1,30	m	grosor mayor de pantalla
$d =$	1,215	m	canto util
$B =$	10,00	m	Ancho del cimiento
$b =$	100,00	cm	Ancho de la sección
$L_{cj} =$	9,50	m	Longitud del cajado
$\phi =$	0,90		Coefficiente de seguridad para cortante

$$b_o = 2 \cdot (t_{inf} + d + L_{cj}) = 24,03 \quad m$$

$$V_u = P_u - P_u \cdot \frac{(t_{inf} + d)}{B} = 21523,12 \quad kg$$

Resistencia del hormigón al punzonamiento $v_c = 1,06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$

$$V_c = 54489,99 \quad kg$$

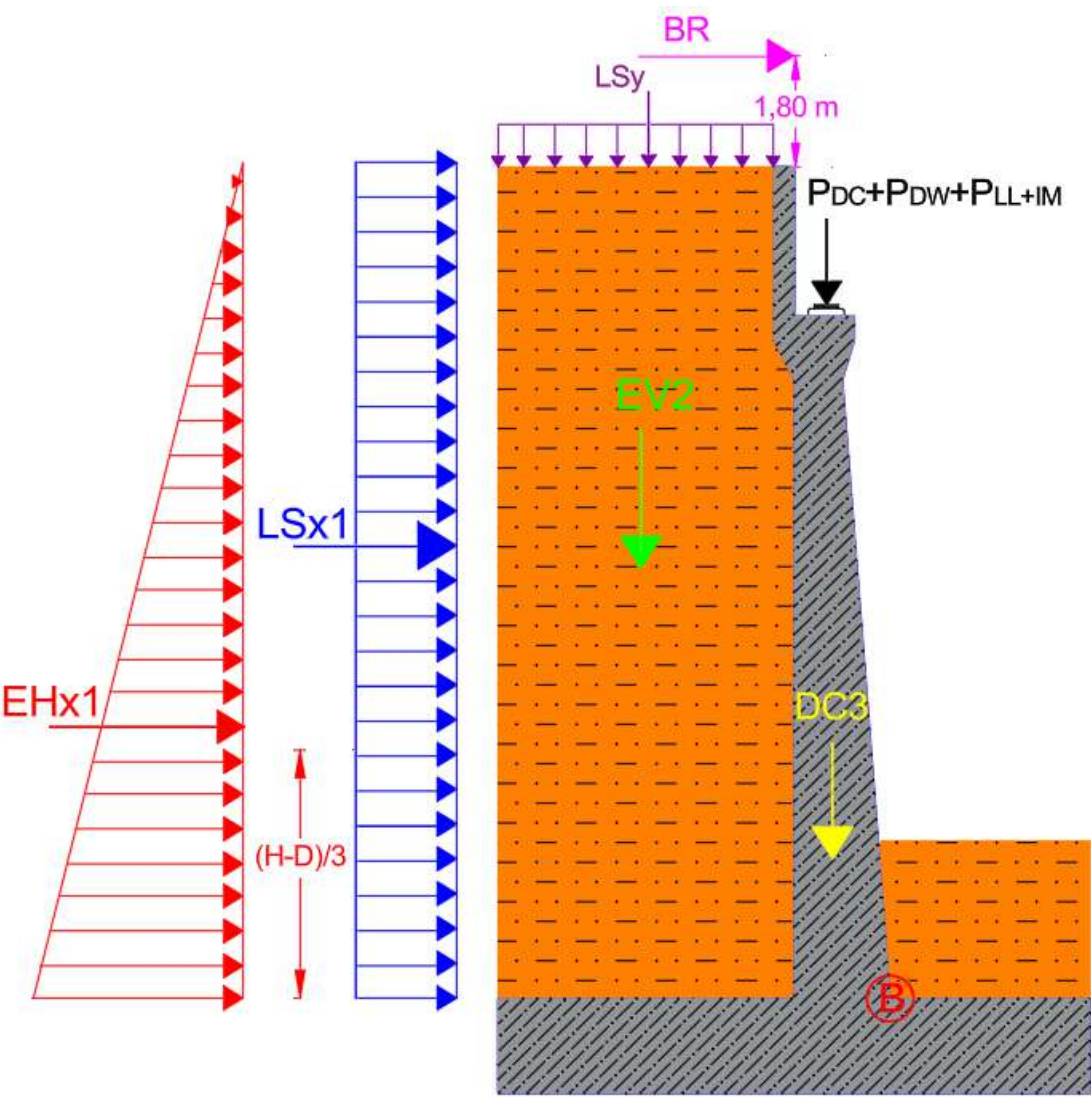
$$V_u < \phi v_c$$

Como:

$$21523,12 \quad kg < 49040,99 \quad kg \quad ok$$

4.10.2 Calculo de armaduras de estribos

a) Calculo de cortante y momento de diseño en la base de la pantalla



$h = 11,70\text{ m}$

CARGAS HORIZONTALES HU				
TIPO	LS	EH	BR	$\Sigma=$
CARGA	LSx	Ehx	BR	Hu (kg)
H (kg)	2838,51	32106,77	871,83	35817,11
RES Ib	1,75	1,5	1,75	54653,252
	4967,401	48160,151	1525,699276	

TIPO	LS	EH	BR	P	DC	$\Sigma=$
CARGA	LSX1	EHX1	BR	PDC+PDW+PLL	DC3	MHU (kg,m)
MHU (kg,m)	16605,3	125216,4	11769,7	23364,1	100173,1	277128,6
RES Ib	1,75	1,50	1,75	1,00	1,25	80078,5
	29059,3	187824,6	20596,9	32186,0	125216,4	

Diseño por flexión.-

Mu =	8007845	kg.cm	Momento último
f'c =	280	kg/cm2	Resistencia Característica del HºAº
fy =	5000	kg/cm2	Resistencia Característica del Acero
r =	7,5	cm	Recubrimiento mínimo
b =	100	cm	Ancho de la sección
h =	130	cm	Altura del poste
Φ =	20	mm	Diámetro adop. de barra

Altura efectiva (d)

$$d = h - r - \frac{\Phi}{2} = 11,50 \quad \text{cm}$$

Altura de compresiones (a)

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 \cdot \frac{M_u}{f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 4,21 \quad \text{cm}$$

Armadura necesaria (As)

$$As_{nec} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{fy}$$

$$As = 20,03 \quad \text{cm}^2/\text{cm}$$

Armadura mínima

$$As_{min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

Cuantía mínima:

$$\rho_{min} = \frac{0,0018 \cdot 420}{fy} = 0,00151$$

$$As_{min} = 18,37 \quad \text{cm}^2/\text{cm}$$

como la armadura necesaria es menor que la mínima se diseñara con la minima As min.

$$As = 20,03 \quad \text{cm}^2/\text{cm} < As_{min} = 18,37 \quad \text{cm}^2/\text{cm}$$

Ø (mm)	Nº Fierros	AØ (cm²/m)
20	7	21,99

Finalmente USAR:

$$\text{Ø} \quad 20 \quad \text{mm} \quad \text{c/15cm}$$

Armaduras de Temperatura.

El acero de temperatura se colocara por no contar con ningun tipo de acero en el sentido perpendicular al acero principal de la pantalla y tambien en la cara de la pantalla opuesta al relleno, en ambos sentidos.

Donde:

$$\begin{array}{llll} f_y = & 5000 & \text{kg/cm}^2 & \\ t_{inf} = & 1,30 & \text{m} & \\ A_g = & 13000 & \text{cm}^2 & \end{array} \quad A_{s_{tem}} = 0,756 \cdot \frac{A_g}{f_y} \quad \begin{array}{l} \text{(Art. 5.10.8.2-2)} \\ \text{AASHTO-LRFD} \end{array}$$

$$A_{s_{min}} = 0,0015 \cdot A_g$$

$$A_{smin} = 23,4 \quad \text{cm}^2 \quad \text{Para las dos caras}$$

$$A_{smin} = 11,7 \quad \text{cm}^2/\text{m} \quad \text{Para una cara}$$

Ø (mm)	Nº Fierros	AØ (cm²/m)
20	4	12,57

Finalmente USAR:

$$\text{Ø} \quad 20 \quad \text{mm} \quad \text{c/ } 25\text{cm}$$

Diseño a cortante.

Cortante ultimo de diseño.

$$V_U = 54653,252 \quad \text{kg/m}$$

Esfuerzo cortante ultimo de diseño.

$$\begin{array}{llll} V_U = & 54653,25 & \text{kg} & \text{Cortante ultimo de calculo} \\ d = & 121,50 & \text{cm} & \text{Canto del poste} \\ b = & 100 & \text{cm} & \text{Ancho que soporta el corte} \\ \phi = & 0,9 & & \text{Factores de Resistencia AASTHO} \end{array} \quad v_u = \frac{V_U}{\phi \cdot b \cdot d} \quad \begin{array}{l} \text{(Art. 5.5.4.2)} \\ \text{AASHTO-LRFD} \end{array}$$

$$V_U = 5,47 \quad \text{kg/cm}^2$$

Resistencia del Hormigón al corte:

$$\begin{array}{llll} \beta = & 2 & & \text{Art. 5.8.3.4) AASHTO-LRFD} \\ b_v = & 100 & \text{cm} & \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{(Art. 5.8.3.3-3)} \\ \text{AASHTO-LRFD} \end{array}$$

$$\begin{array}{llll} d_v = 0,72 * h = & 93,6 & \text{cm} & \text{(Art. 5.8.2.9)} \\ d_v = 0,9 * d_e = & 109,35 & \text{cm} & \text{(Art. 5.8.2.9)} \end{array}$$

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'c} \cdot b_v d_v \quad \text{(Art. 5.8.3.3-3)}$$

Esta fórmula es válida para $f'c$ (Mpa), b_v y d_v en (mm)

$$V_c = 960518,85 \text{ N}$$

$$V_c = 96051,88 \text{ kg}$$

$$V_u = 54653,25 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 86446,70 \text{ kg}$$

NO REQUIERE ARMADURA DE CORTE !!!

b) Calculo de momento y cortante de diseño en la base del parapeto.

$$h = 2,10 \text{ m}$$

CARGAS HORIZONTALES HU				
TIPO	LS	EH	BR	$\Sigma =$
CARGA	LSx2	Ehx2	BR	Hu (kg)
H (kg)	509,48	1047,27	871,83	2428,6
RES Ib	1,75	1,5	1,75	3988,2
	891,58	1570,905	1525,699276	

MOMENTOS DE VUELCO (MHU)				
TIPO	LS	EH	BR	$\Sigma =$
CARGA	LSx	Ehx	BR	MHu (kg.m)
MHu (kg.m)	535,0	733,1	3400,1	4668,2
RES Ib	1,75	1,50	1,75	7986,0
	936,2	1099,6	5950,2	

Diseño por flexión.-

$M_u = 798602,5$	kg.cm	Momento último
$f'_c = 280$	kg/cm ²	Resistencia Característica del H ^o A ^o
$f_y = 5000$	kg/cm ²	Resistencia Característica del Acero
$r = 5$	cm	Recubrimiento mínimo
$b = 100$	cm	Ancho de la sección
$h = 25$	cm	Altura del poste
$\Phi = 16$	mm	Diámetro adop. de barra

Altura efectiva (d)

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} = 19,20 \text{ cm}$$

Altura de compresiones (a)

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 \cdot \frac{M_u}{f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 2,05 \text{ cm}$$

Armadura necesaria (As)

$$As_{nec} = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot a}{fy}$$

$$As = 9,76 \quad \text{cm}^2/\text{cm}$$

Armadura mínima

$$As_{min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

Cuantia minima:

$$\rho_{min} = \frac{0,0018 \cdot 420}{fy} = 0,00151$$

$$As_{min} = 2,90 \quad \text{cm}^2/\text{cm}$$

como la armadura necesaria es menor que la mínima se diseñara con la minima As min.

$$As = 9,76 \quad \text{cm}^2/\text{cm} > As_{min} = 2,90 \quad \text{cm}^2/\text{cm}$$

Ø (mm)	Nº Fierros	AØ (cm²/m)
16	5	10,05

Finalmente USAR:

Ø 16 mm c/ 17 cm

Armaduras de Temperatura.

El acero de temperatura se colocara por no contar con ningun tipo de acero en el sentido perpendicular al acero principal de la pantalla y tambien en la cara de la pantalla opuesta al relleno, en ambos sentidos.

Donde:

$$\begin{aligned} fy &= 5000 \quad \text{kg/cm}^2 \\ b \text{ parap} &= 0,25 \quad \text{m} \\ Ag &= 2500 \quad \text{cm}^2 \end{aligned}$$

$$As_{tem} = 0,756 \cdot \frac{Ag}{fy} \quad (\text{Art. 5.10.8.2-2})$$

AASHTO-LRFD

$$As_{min} = 0,0015 \cdot Ag$$

$$As_{min} = 3,75 \quad \text{cm}^2 \quad \text{Para las dos caras}$$

$$As_{min} = 1,875 \quad \text{cm}^2/\text{m} \quad \text{Para una cara}$$

Ø (mm)	Nº Fierros	AØ (cm²/m)
8	4	2,01

Finalmente USAR:

Ø 8 mm c/ 25cm

Diseño a cortante.

Cortante ultimo de diseño.

$$VU = 3988,19 \text{ kg/m}$$

Esfuerzo cortante ultimo de diseño.

$$v_u = \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d}$$

VU = 3988,19	kg	Cortante ultimo de calculo	
d = 19,20	cm	Canto del poste	(Art. 5.5.4.2)
b = 100	cm	Ancho que soporta el corte	AASHTO-LRFD
Ø = 0,9		Factores de Resistencia AASTHO	

$$VU = 2,31 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del Hormigón al corte:

$\beta = 2$	Art. 5.8.3.4)	AASHTO-LRFD	(Art. 5.8.3.3-3)
$b_v = 100$	cm		AASHTO-LRFD

$d_v = 0,72 * h = 18,00$	cm	(Art. 5.8.2.9)
$d_v = 0,9 * d_e = 17,28$	cm	(Art. 5.8.2.9)

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'c}.b_v.d_v \text{ (Art. 5.8.3.3-3)}$$

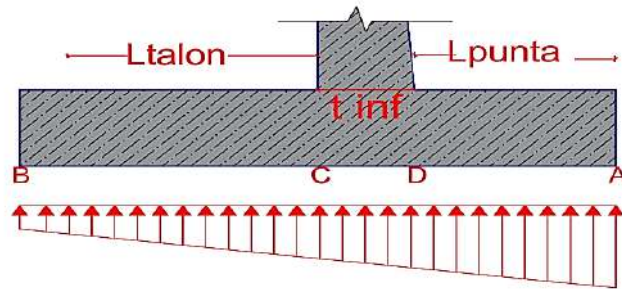
Esta fórmula es válida para $f'c$ (Mpa), b_v y d_v en (mm)

$V_c = 158110,1$	N	$V_c = 15811,0$	kg
------------------	---	-----------------	----

$VU = 3988,2$	kg	$\text{Ø } V_c = 14229,9$	kg
---------------	----	---------------------------	----

NO REQUIERE ARMADURA DE CORTE !!!

Calculo de Armaduras de la Cimentacion



c) Diseño armadura en PUNTA (ACERO ABAJO)

$$\sigma_A = 24038,7 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_B = 22206,4 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 83013 \text{ kg/m}$$

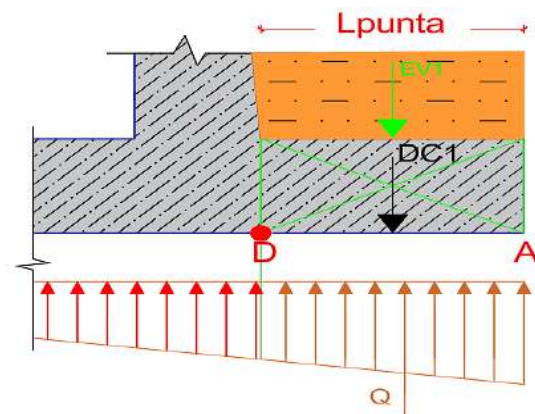
$$EV1 = 13246 \text{ kg/m}$$

$$DC1 = 10920 \text{ kg/m}$$

$$MQ = 145929 \text{ kg.m/m}$$

$$MEV = 23181 \text{ kg.m/m}$$

$$MDC = 19110 \text{ kg.m/m}$$



$$\sigma_D = \sigma_B + (\sigma_A - \sigma_B) \frac{(L_{talón} + t_{inf})}{B} = 23397,4 \text{ kg/m}^2$$

Momento mayorado:

$$M_U = M_Q - 1. M_{EV} - 0,9. M_{DC}$$

$$M_u = 97435,65 \text{ kg.m/m}$$

Diseño por flexión.-

$M_u = 9743565$	kg.cm	Momento último
$f_c = 280$	kg/cm ²	Resistencia Característica del H°A°
$f_y = 5000$	kg/cm ²	Resistencia Característica del Acero
$r = 7,5$	cm	Recubrimiento mínimo
$b = 100$	cm	Ancho de la sección
$h = 130$	cm	Altura del poste
$\Phi = 20$	mm	Diámetro adop. de barra

Altura efectiva (d)

$$d = h - r - \frac{\Phi}{2} = 21,50 \text{ cm}$$

Altura de compresiones (a)

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 \cdot \frac{M_U}{f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 4,56 \quad \text{cm}$$

Armadura necesaria (As)

$$As_{nec} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y}$$

$$As = 21,73 \quad \text{cm}^2/\text{cm}$$

Armadura mínima

$$As_{min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

Cuantía mínima:

$$\rho_{min} = \frac{0,0018 \cdot 420}{f_y} = 0,00151$$

$$As_{min} = 18,37 \quad \text{cm}^2/\text{cm}$$

como la armadura necesaria es menor que la mínima se diseñara con la mínima As min.

$$As = 21,73 \quad \text{cm}^2/\text{cm} > As_{min} = 18,37 \quad \text{cm}^2/\text{cm}$$

Ø (mm)	Nº Fierros	AØ (cm²/m)
20	7	21,99

Finalmente USAR:

Ø 20 mm c/ 15 cm

Diseño a cortante.

Cortante ultimo de diseño. $V_U = V_Q - 1 \cdot V_{EV} - 0,9 \cdot V_{DC}$

$$V_U = 59939,0 \quad \text{kg/m}$$

Esfuerzo cortante ultimo de diseño.

$$v_U = \frac{V_U}{\phi \cdot b \cdot d}$$

VU = 59938,98 kg	Cortante ultimo de calculo
d = 121,50 cm	Canto del poste
b = 100 cm	Ancho que soporta el corte
Ø = 0,9	Factores de Resistencia AASTHO

(Art. 5.5.4.2)
AASHTO-LRFD

$$V_U = 5,48 \quad \text{kg/cm}^2$$

Resistencia del Hormigón al corte:

$$\beta = 2 \quad \text{Art. 5.8.3.4) AASHTO-LRFD}$$

$$b_v = 100 \quad \text{cm}$$

(Art. 5.8.3.3-3)
AASHTO-LRFD

$$d_v = 0,72 * h = 93,60 \quad \text{cm} \quad (\text{Art. 5.8.2.9})$$

$$d_v = 0,9 * d_e = 109,35 \quad \text{cm} \quad (\text{Art. 5.8.2.9})$$

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'c}.b_v.d_v \quad (\text{Art. 5.8.3.3-3})$$

Esta fórmula es válida para $f'c$ (Mpa), b_v y d_v en (mm)

$$V_c = 960518,8 \quad \text{N} \quad V_c = 96051,9 \quad \text{kg}$$

$$V_U = 59939,0 \quad \text{kg} \quad \emptyset V_c = 86446,7 \quad \text{kg}$$

NO REQUIERE ARMADURA DE CORTE !!!

d) Diseño armadura en TALON (ACERO ARRIBA)

$$\sigma_A = 24038,7 \quad \text{kg/m}^2$$

$$\sigma_B = 22206,4 \quad \text{kg/m}^2$$

$$Q = 117951 \quad \text{kg/m}$$

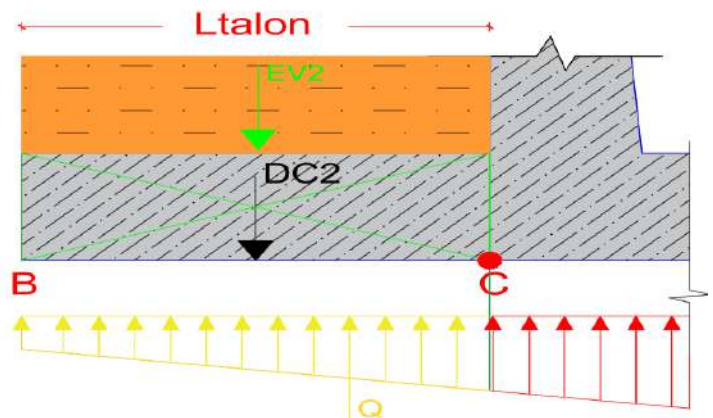
$$EV1 = 80345 \quad \text{kg/m}$$

$$DC1 = 16224 \quad \text{kg/m}$$

$$MQ = 304525 \quad \text{kg.m/m}$$

$$MEV = 208898 \quad \text{kg.m/m}$$

$$MDC = 42182 \quad \text{kg.m/m}$$



$$\sigma_C = \sigma_B + (\sigma_A - \sigma_B) \cdot \frac{(L_{talon})}{B} = 23159,2 \quad \text{kg/m}^2$$

Momento mayorado:

$$M_U = M_Q - 1,35 \cdot M_{EV} - 1,25 \cdot M_{DC}$$

$$M_u = 61569,5 \quad \text{kg.m/m}$$

Diseño por flexión.-

Mu =	6156955	kg.cm	Momento último
f'c =	280	kg/cm ²	Resistencia Característica del H°A°
fy =	5000	kg/cm ²	Resistencia Característica del Acero
r =	7,5	cm	Recubrimiento mínimo
b =	100	cm	Ancho de la sección
h =	130	cm	Altura del poste
Φ =	20	mm	Diámetro adop. de barra

Altura efectiva (d)

$$d = h - r - \frac{\Phi}{2} = 21,50 \quad \text{cm}$$

Altura de compresiones (a)

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 \cdot \frac{M_U}{f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 2,39 \quad \text{cm}$$

Armadura necesaria (As)

$$As_{nec} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{fy}$$

$$As = 11,37 \quad \text{cm}^2/\text{cm}$$

Armadura mínima

$$As_{min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

Cuantía mínima:

$$\rho_{min} = \frac{0,0018 \cdot 420}{fy} = 0,00151$$

$$As_{min} = 18,37 \quad \text{cm}^2/\text{cm}$$

como la armadura necesaria es menor que la mínima se diseñara con la minima As min.

$$As = 11,37 \quad \text{cm}^2/\text{cm} \quad > \quad As_{min} = 18,37 \quad \text{cm}^2/\text{cm}$$

Ø (mm)	Nº Fierros	AØ (cm ² /m)
20	4	12,57

Finalmente USAR:

Ø 20 mm c/ 25 cm

Armaduras de Temperatura.-

$f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$
 $t_{inf} = 1,30 \text{ m}$
 $A_g = 13000 \text{ cm}^2$

$$A_{s_{tem}} = 0,756 \cdot \frac{A_g}{f_y} \quad (\text{Art. 5.10.8.2-2})$$

AASHTO-LRFD

$$A_{s_{min}} = 0,0015 \cdot A_g$$

$A_{smin} = 23,4 \text{ cm}^2$ Para las dos caras

$A_{smin} = 11,7 \text{ cm}^2/\text{m}$ Para una cara

$\varnothing$ (mm)	Nº Fierros	$A\varnothing$ (cm ² /m)
20	4	12,57

Finalmente USAR:

$\varnothing \quad 20 \quad \text{mm} \quad \text{c/ } 25\text{cm}$

Diseño a cortante.

Cortante ultimo de diseño. $V_U = V_Q - 1,35 \cdot V_{EV} - 1,25 \cdot V_{DC}$

$$V_U = 10795,6 \text{ kg/m}$$

Esfuerzo cortante ultimo de diseño.

$V_U = 10795,59 \text{ kg}$ Cortante ultimo de calculo

$d = 121,50 \text{ cm}$ Canto del poste

$b = 100 \text{ cm}$ Ancho que soporta el corte

$\varnothing = 0,9$ Factores de Resistencia AASTHO

$$v_U = \frac{V_U}{\phi \cdot b \cdot d}$$

(Art. 5.5.4.2)
AASHTO-LRFD

$$V_U = 0,99 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del Hormigón al corte:

$\beta = 2$ Art. 5.8.3.4) AASHTO-LRFD

$b_v = 100 \text{ cm}$

(Art. 5.8.3.3-3)
AASHTO-LRFD

$$d_v = 0,72 \cdot h = 93,60 \text{ cm} \quad (\text{Art. 5.8.2.9})$$

$$d_v = 0,9 \cdot d_e = 109,35 \text{ cm} \quad (\text{Art. 5.8.2.9})$$

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'c} \cdot b_v d_v \quad (\text{Art. 5.8.3.3-3})$$

Esta fórmula es válida para $f'c$ (Mpa), b_v y d_v en (mm)

$$V_c = 960518,8 \text{ N}$$

$$V_c = 96051,9 \text{ kg}$$

$$V_U = 10795,6 \text{ kg}$$

$$\varnothing V_c = 86446,7 \text{ kg}$$

4.11.- DISEÑO DEL ALERO

Como su nombre lo dice las alas pueden ser colocadas formando ángulos con el cuerpo de apoyo. El ángulo α generalmente está entre 30° y 45° , esto depende de la topografía del terreno. Estas aletas sirven como contrafuertes de modo que la estructura es más resistente.

$f'_c =$	280	kg/cm ²	Resistencia Característica del Hormigón.
$\gamma H^\circ =$	2400	kg/m ³	Peso específico del Hormigón.
$f_y =$	5000	kg/cm ²	Resistencia del Acero Estructural
$E_s =$	2E+06	kg/cm ²	Módulo de elasticidad del Acero.
$\gamma S =$	1700	kg/m ³	Peso específico del Terraplén.
$\sigma_{adm} =$	2,50	kg/cm ²	Esfuerzo admisible del suelo.

4.11.1.- PREDIMENSIONAMIENTO:

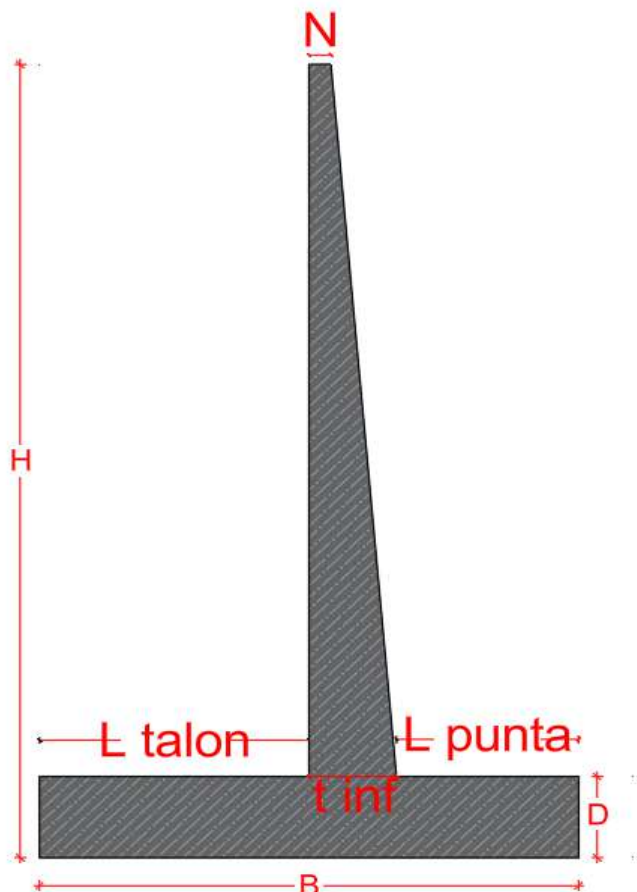
Para la altura H 13 m

"unidades todo en metros"

B =	Ancho del cimiento = $1/2H - 2/3H =$		8,67	=	10
D =	Altura del cimiento =	0,1H =	1,30	=	1,3
L punta =	Longitud de punta =	B/3 =	3,33	=	3,5
N = t sup =	grosor menor de pantalla = $H/24 =$		0,54	=	0,3
t inf =	grosor mayor de pantalla = $0,1H =$		1,30	=	1,3
L talon =	5,2				

Datos:

Pfs = 4,00 m
Lc = 29,30 m

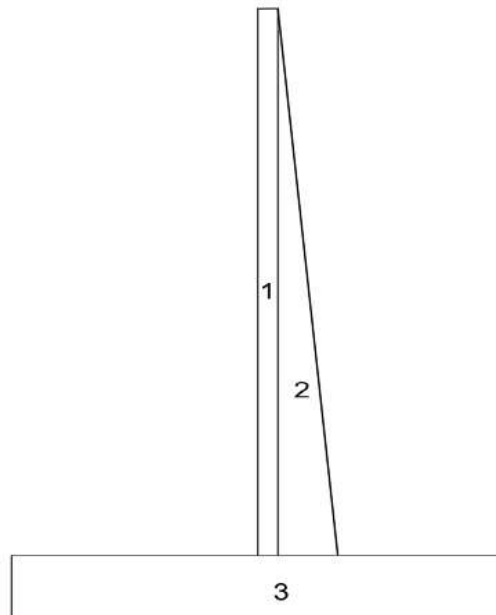


CASO I - ESTRIBO CON PUENTE

CARGAS VERTICALES (Considerando franjas de 1m de longitud de estribo)

Cargas DC

Peso propio del H°A°



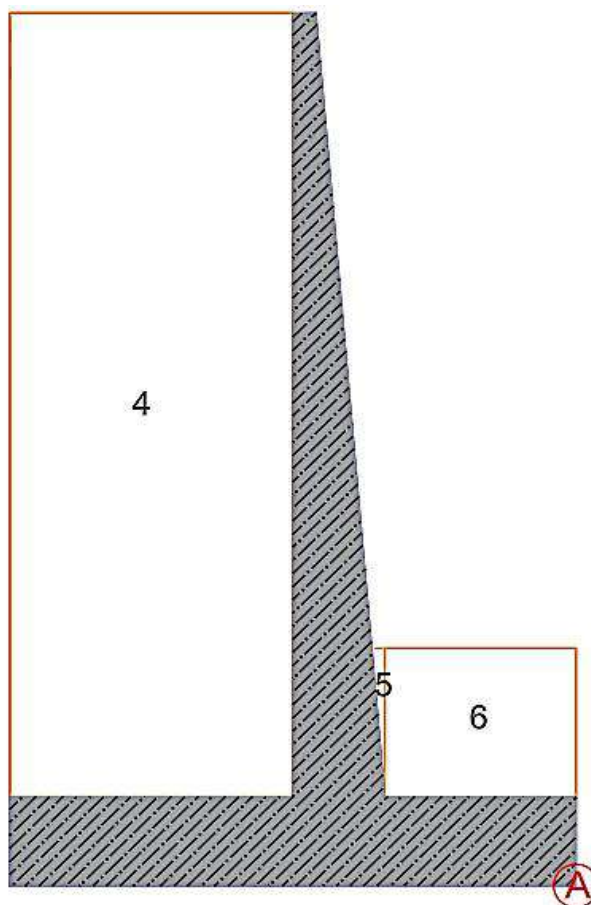
Elemeto	Volumen (m3)	DC (kg/m)	XA m	YA m	XA.DC (kg.m/m)	YA.DC (kg.m/m)
1	3,51	8424,0	4,65	7,15	39171,6	60231,6
2	5,85	14040,0	4,17	5,20	58500,0	73008,0
3	13,00	31200,0	5,00	0,65	156000,0	20280,0
Σ=		53664,0			253671,6	153519,6

DC= 53664,0 kg/m

XA= 4,73 m

YA = 2,86 m

Cargas EV (peso del terreno)



Elemeto	Volumen (m3)	EV (kg/m)	XA m	YA m	XA.EV (kg.m/m)	YA.EV (kg.m/m)
1	48,67	82742,40	7,40	7,15	612293,8	591608,2
2	0,25	423,73	3,58	3,10	1516,9	1313,5
3	7,56	12852,00	1,75	2,65	22491,0	34057,8
Σ=		96018,13			636301,7	626979,5

$$EV = 96018,1 \text{ kg/m}$$

$$XA = 6,63 \text{ m}$$

$$YA = 6,53 \text{ m}$$

Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Altura equivalente de suelo por S/C (Tabla 3.11.6.4-1):

Por cargas vehiculares actuando sobre el terreno, agregamos una porción equivalente de suelo. En este caso para :

$$H = 13 \text{ m}$$

Tabla 3.11.6.4-1 — Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico

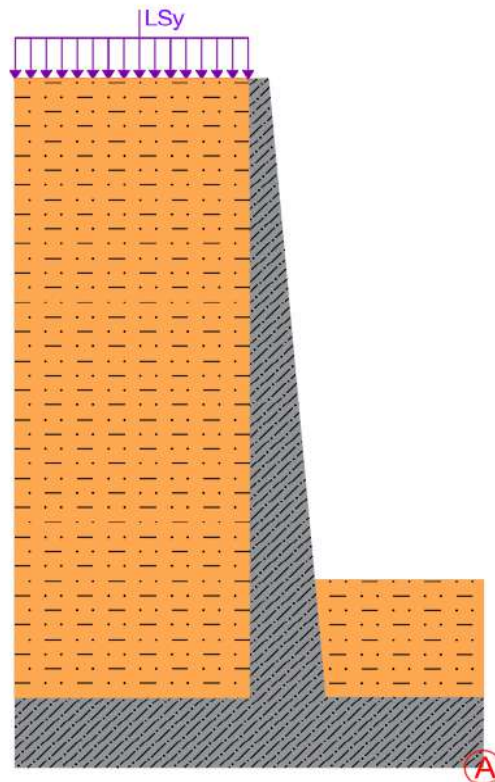
Altura del estribo (mm)	h_{eq} (mm)
1500	1200
3000	900
≥ 6000	600

$$h_{eq} = 0,6 \text{ m}$$

Terreno equivalente extendido en 5,20 m talon del estribo.

$$LSy = 5304 \text{ kg/m}$$

$$XA = 7,40 \text{ m}$$



Cargas EH (Presion lateral del terreno)

$$EHV = 11685,9 \text{ kg/m}$$

$$XA = 10,00 \text{ m}$$

Resumen de Cargas Verticales

CARGA	TIPO	V kg/m	XA m	Mv kg.m/m
DC	DC	53664,0	4,7	253671,6
EV	EV	96018,1	6,6	636301,7
LSY	LS	5304,0	7,4	39249,6
EHV	EH	11685,9	10,0	116859,1
$\Sigma=$		166672,0		1046082,0

CARGAS HORIZONTALES (Considerando franjas de 1m de longitud de estribo)

Cálculo del coeficiente de empuje activo (K_a)

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi'_f)}{\Gamma * [\sin^2\theta * \sin(\theta - \delta)]} \quad \Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_f + \delta) * \sin(\phi'_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) * \sin(\theta + \beta)}} \right]^2 \quad \delta = \frac{2}{3} \cdot \phi'_f$$

$\phi_f =$	30	ángulo de fricción interna
$\delta =$	20	ángulo de fricción entre el suelo y el muro
$\beta =$	0	ángulo del material del suelo con la horizontal
$\Theta =$	90	ángulo de inclinación del muro del lado del terreno

$$\Gamma = 2,68 \quad k_o = 0,297$$

Entonces:

Cargas actuantes:

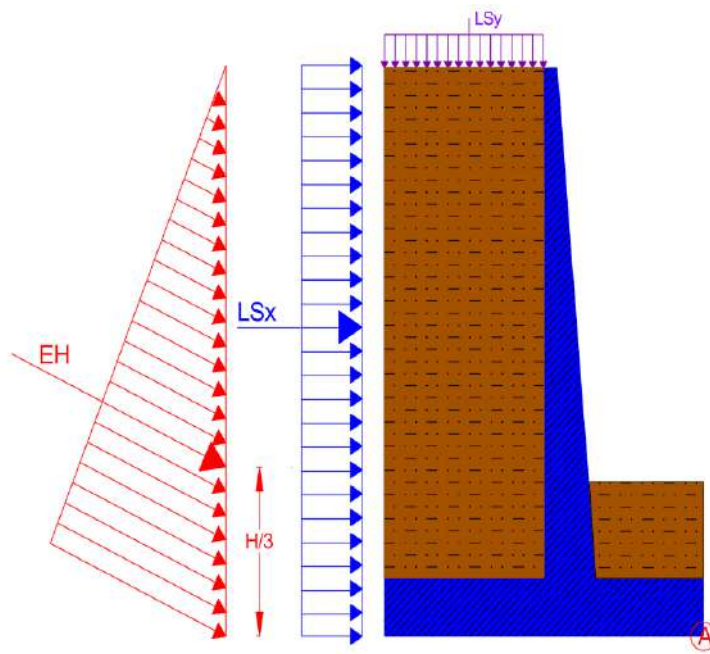
Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva

$$P = K_a \cdot h_{eq} \cdot \gamma \quad \begin{array}{ll} P = & 242,6 \quad \text{kg/m}^2 \\ \text{LSX} = & 3153,9 \quad \text{kg/m} \\ \text{YA} = & 6,5 \quad \text{m} \end{array}$$

Cargas EH (Presión lateral del terreno)

$$P = K_a \cdot H \cdot \gamma \quad \begin{array}{ll} P = & 5256,5 \quad \text{kg/m}^2 \\ \text{EH} = & 34167,3 \quad \text{kg/m} \\ \text{EHX} = & 32106,8 \quad \text{kg/m} \\ \text{YA} = & 4,33 \quad \text{m} \end{array}$$



Resumen de Cargas Horizontales

CARGA	TIPO	V kg/m	YA m	Mv kg.m/m
LSx	LS	3153,9	6,5	20500,4
Ehx	EH	32106,8	4,3	139129,3
$\Sigma=$		35260,7		159629,7

ESTADOS LÍMITES APLICABLES Y COMBINACIONES DE CARGAS

Tomamos en cuenta los estado límites de Resistencia I y Servicio I aplicables en este caso y con UN valor $h=hDhRhI=1$

Para el chequeo de estabilidad al vuelco y deslizamiento observando en el gráfico las cargas actuantes, utilizamos los factores γ máximos para las cargas horizontales que generan vuelco alrededor del punto A y deslizamiento en la base (EH y LS) y los factores de carga maximizar las condiciones críticas de vuelco y deslizamiento en la estructura. Este caso sera denominado Ia.

Para el chequeo de presiones en la base empleamos los factores γ máximos en cargas verticales y horizontales para maximizar efectos. A este caso lo denominaremos Ib.

ALERO

CARGAS VERTICALES VU					
TIPO	DC	EV	LS	EH	$\Sigma=$
CARGA	DC	EV	LSY	EHY	Vu (kg)
V(kg)	53664,0	96018,1	5304,0	11685,9	166672,0
RES Ia	0,90	1,00	1,75	0,90	164115,0
	48297,6	96018,125	9282	10517,317	
RES Ib	1,25	1,35	1,75	1,5	223515,3
	67080	129624,47	9282	17528,862	
SERV I	1	1	1	1	166672,0
	53664	96018,125	5304	11685,908	

MOMENTO ESTABILIZADOR POR CARGAS VERTICALES MVU					
TIPO	DC	EV	LS	EH	$\Sigma=$
CARGA	DC	EV	LSY	EHY	MVu (kg.m)
MV(kg.m)	253671,6	636301,7	39249,6	116859,1	1046081,97
RES Ia	0,90	1,00	1,75	0,90	1038466,11
	228304,44	636301,7	68686,8	105173,17	
RES Ib	1,25	1,35	1,75	1,5	1420072,21
	317089,5	859007,29	68686,8	175288,62	
SERV I	1	1	1	1	1046081,97
	253671,6	636301,7	39249,6	116859,08	

CARGAS HORIZONTALES HU			
TIPO	DC	EV	$\Sigma=$
CARGA	DC	EV	HU (kg)
HU(kg)	3153,9	32106,8	35260,67
RES Ia	0,90	1,00	34945,28
	2838,515	32106,768	
RES Ib	1,25	1,35	47286,52
	3942,382	43344,136	
SERV I	1	1	35260,67
	3153,905	32106,768	

MOMENTOS DE VUELCO MHU			
TIPO	DC	EV	$\Sigma =$
CARGA	DC	EV	MHU (kg.m)
MHU(kg.m)	20500,4	139129,3	159629,7
RES Ia	1,75	0,90	161092,1
	35875,67	125216,39	
RES Ib	1,75	1,5	244569,7
	35875,67	208693,99	
SERV I	1	1	159629,7
	20500,39	139129,33	

CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

a) Vuelco alrededor del punto "A"

Cálculo de emáx:

- Estado límite de Resistencia (AASHTO, Art. 11.6.3.3):

Se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de la mitad central ($e \leq B/4$) excepto el caso de suelo rocoso en que se mantendrá en los $\frac{3}{4}$ centrales ($e \leq 3/8B$).

Es decir emáx = $B/4 = 2,5$ m

$$X_o = \frac{M_{VV} - M_{HU}}{V_U} \quad e = \frac{B}{2} - X_o$$

ESTADO	Vu kg	MVU kg.m	MHU kg	Xo m	e m	emax m	OBS.
RESIS Ia	164115,0	1038466,1	161092,1	5,35	0,35	2,5	OK
RESIS Ib	223515,3	1420072,2	244569,7	5,26	0,26	2,5	OK
SERVICIO	166672,0	1046082,0	159629,7	5,32	0,32	2,5	OK

b) Deslizamiento en base del estribo

La resistencia mayorada contra la falla por resbalamiento, se puede tomar como:

$$Q_R = \phi \cdot Q_n = \phi_\tau \cdot Q_\tau + \phi_{ep} \cdot Q_{ep}$$

Donde:

ϕ_τ = Factores de Resistencia para el Estado Límite de Resistencia de las Fundaciones

Superficiales especificado en la Tabla 10.5.5-1 de la AASHTO-LRFD 2004

Q_τ = Resistencia nominal al Corte entre el suelo y la fundación (kg).

Q_{ep} = Resistencia pasiva nominal del suelo disponible durante la totalidad de la vida de diseño de la estructura (kg).

Con:

$$\mu = \tan \phi_r = 0,577 \quad \phi_\tau = 0,45$$

Tabla 10.5.5-1 - Factores de Resistencia para el Estado Límite de Resistencia de las Fundaciones Superficiales

MÉTODO/SUELO/CONDICIÓN			FACTOR DE RESISTENCIA
Capacidad de carga y empuje pasivo		Arena: - Procedimiento semiempírico utilizando datos de ensayos SPT	0,45

ESTADO	VU (KN)	ESISTENTE	ACTUANTE HU	OBS
RESIS Ia	164,12	42638,34	34945,28	ok
RESIS Ib	223,52	58070,99	47286,52	ok
SERVICIO I	166,67	43302,66	35260,67	ok

c) Presiones actuantes en la base del estribo

Para el cálculo de estos esfuerzos sobre el terreno, pueden utilizarse las fórmulas de flexión compuesta, que para un ancho =1,0 m son las siguientes:

$$\sigma_{max} = \frac{\sum(F_{Verticales})}{B} * \left(1 + \frac{6.e}{B}\right) \quad \sigma_{min} = \frac{\sum(F_{Verticales})}{B} * \left(1 - \frac{6.e}{B}\right)$$

ESTADO	VU (kg)	e (m)	σ_{max}	σ_{min}	OBS.
RESIS Ia	164115	0,346	1,80	1,18	ok
RESIS Ib	223515	0,259	2,35	1,72	ok
SERVICIO I	166672	0,319	1,80	1,23	ok

La capacidad de carga mayorada, q_R , en el estado límite de resistencia se deberá tomar como:

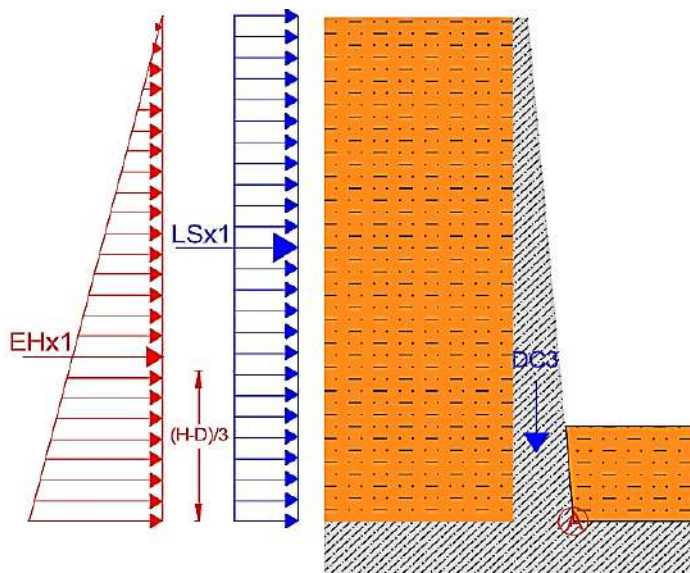
$$q_R = \phi \cdot q_n$$

$q_n = q_{ult}$ = Capacidad de carga nominal (kg/cm²).

Resistencia admisible del Terreno;

$$\sigma_{adm} = 2,50 \text{ kg/cm}^2$$

4.11.2 Calculo de armaduras de estribos



$$h = 11,7 \text{ m}$$

CARGAS HORIZONTALES HU			
TIPO	LS	EH	$\Sigma=$
CARGA	LSx1	Ehx1	Hu (kg)
H (kg)	2838,51	32508,10	35346,62
RES Ib	1,75	1,5	53729,554
	4967,401	48762,153	

MOMENTOS DE VUELCO (MHU)				
TIPO	LS	EH	DC	$\Sigma=$
CARGA	LSX1	EHX1	DC3	MHU kgm
MHU (kg.m)	16605,3	126781,6	97671,6	23364,10
RES Ib	1,75	1,50	1,25	97142,19
	29059,3	190172,4	122089,5	

Diseño por flexión.-

Mu =	9714219	kg.cm	Momento último
f'c =	280	kg/cm ²	Resistencia Característica del H°A°
fy =	5000	kg/cm ²	Resistencia Característica del Acero
r =	7,5	cm	Recubrimiento mínimo
b =	100	cm	Ancho de la sección
h =	130	cm	Altura del poste
Φ =	20	mm	Diámetro adop. de barra

Altura efectiva (d)

$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2} = 121,50 \text{ cm}$$

Altura de compresiones (a)

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 \cdot \frac{M_U}{f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 3,79 \text{ cm}$$

Armadura necesaria (As)

$$As_{nec} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{fy}$$

$$As = 21,84 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Armadura mínima

$$As_{min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

Cuantia minima:

$$\rho_{\min} = \frac{0,0018.420}{f_y} = 0,00151$$

$$As_{\min} = 18,37 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

como la armadura necesaria es menor que la mínima se diseñara con la minima As min.

$$As = 21,84 \text{ cm}^2/\text{cm} > As_{\min} = 18,37 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Ø (mm)	Nº Fierros	Ø (cm ² /m)
20	7	21,99

Finalmente USAR:

Ø 20 mm c/ 15 cm

Armaduras de Temperatura.

El acero de temperatura se colocara por no contar con ningun tipo de acero en el sentido perpendicular al acero principal de la pantalla y tambien en la cara de la pantalla opuesta al relleno, en ambos sentidos.

Donde:

$$\begin{aligned} f_y &= 5000 \text{ kg/cm}^2 \\ t_{inf} &= 1,30 \text{ m} \\ A_g &= 13000 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$As_{tem} = 0,756 \cdot \frac{A_g}{f_y} \quad (\text{Art. 5.10.8.2-2})$$

AASHTO-LRFD

$$As_{\min} = 0,0015 \cdot A_g$$

$$As_{\min} = 23,4 \text{ cm}^2 \quad \text{Para las dos caras}$$

$$As_{\min} = 11,7 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Para una cara}$$

Ø (mm)	Nº Fierros	Ø (cm ² /m)
20	4	12,57

Finalmente USAR:

Ø 20 mm c/ 25cm

Diseño a cortante.

Cortante ultimo de diseño.

$$VU = 53729,6 \text{ kg/m}$$

Esfuerzo cortante ultimo de diseño.

VU =	53729,6	kg	Cortante ultimo de calculo	$v_u = \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d}$	
d =	121,50	cm	Canto del poste		(Art. 5.5.4.2)
b =	100	cm	Ancho que soporta el corte		AASHTO-LRFD
Ø =	0,9		Factores de Resistencia AASTHO		

$$VU = 4,91 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del Hormigón al corte:

$\beta =$	2		Art. 5.8.3.4)	AASHTO-LRFD	(Art. 5.8.3.3-3)
$b_v =$	100	cm			AASHTO-LRFD

$$d_v = 0,72 * h = 93,60 \text{ cm} \quad (\text{Art. 5.8.2.9})$$

$$d_v = 0,9 * d_e = 109,35 \text{ cm} \quad (\text{Art. 5.8.2.9})$$

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'c} \cdot b_v d_v \text{ Art. 5.8.3.3-3)}$$

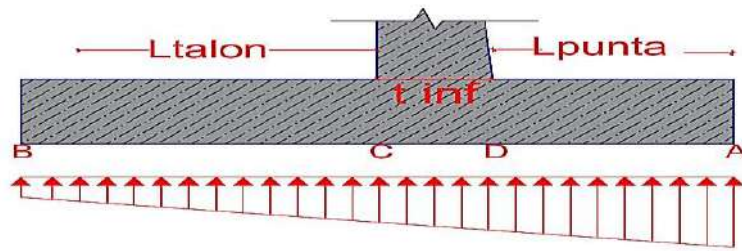
Esta fórmula es válida para $f'c$ (Mpa), b_v y d_v en (mm)

$$V_c = 960518,8 \text{ N} \quad V_c = 96051,9 \text{ kg}$$

$$VU = 53729,55 \text{ kg} \quad \text{Ø } V_c = 86446,7 \text{ kg}$$

NO REQUIERE ARMADURA DE CORTE !!!

5.3.- Calculo de Aramaduras de la Cimentacion



b) Diseño armadura en PUNTA (ACERO ABAJO)

$$\sigma_A = 23479 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_B = 17160 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 78306 \text{ kg/m}$$

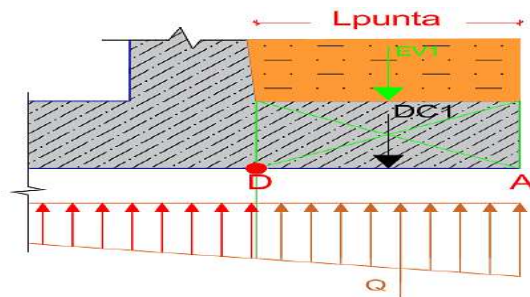
$$EV1 = 13276 \text{ kg/m}$$

$$DC1 = 10920 \text{ kg/m}$$

$$MQ = 134778 \text{ kg.m/m}$$

$$MEV = 23232 \text{ kg.m/m}$$

$$MDC = 19110 \text{ kg.m/m}$$



$$\sigma_D = \sigma_B + (\sigma_A - \sigma_B) \cdot \frac{(L_{talón} + t_{inf})}{B} = 21267,5 \text{ kg/m}^2$$

Momento mayorado:

$$M_U = M_Q - 1.M_{EV} - 0,9.M_{DC}$$

$$M_u = 86215,16 \text{ kg.m/m}$$

Diseño por flexión.-

$M_u =$	8621516	kg.cm	Momento último
$f_c =$	280	kg/cm ²	Resistencia Característica del H°A°
$f_y =$	5000	kg/cm ²	Resistencia Característica del Acero
$r =$	7,5	cm	Recubrimiento mínimo
$b =$	100	cm	Ancho de la sección
$h =$	130	cm	Altura del poste
$\Phi =$	20	mm	Diámetro adop. de barra

Altura efectiva (d)

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} = 121,50 \quad \text{cm}$$

Altura de compresiones (a)

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 \cdot \frac{M_U}{f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 4,20 \quad \text{cm}$$

Armadura necesaria (As)

$$As_{nec} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y}$$

$$As = 19,99 \quad \text{cm}^2/\text{cm}$$

Armadura mínima

$$As_{\min} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d$$

Cuantia mínima:

$$\rho_{\min} = \frac{0,0018,420}{f_y} = 0,00151$$

$$As_{\min} = 18,37 \quad \text{cm}^2/\text{cm}$$

como la armadura necesaria es menor que la mínima se diseñara con la mínima As min.

$$As = 19,99 \quad \text{cm}^2/\text{cm} > As_{\min} = 18,37 \quad \text{cm}^2/\text{cm}$$

Ø (mm)	Nº Fierros	AØ (cm²/m)
20	7	21,99

Finalmente USAR:

Ø 20 mm c/ 15 cm

Diseño a cortante.

Cortante ultimo de diseño.

$$V_U = V_Q - 1 \cdot V_{EV} - 0,9 \cdot V_{DC}$$

$$V_U = 55202,7 \quad \text{kg/m}$$

Esfuerzo cortante ultimo de diseño.

$$v_U = \frac{V_U}{\phi \cdot b \cdot d}$$

$$V_U = 55202,70 \quad \text{kg} \quad \text{Cortante ultimo de calculo}$$

$$d = 121,50 \quad \text{cm} \quad \text{Canto del poste} \quad (\text{Art. 5.5.4.2})$$

$$b = 100 \quad \text{cm} \quad \text{Ancho que soporta el corte} \quad \text{AASHTO-LRFD}$$

$$\phi = 0,9 \quad \text{Factores de Resistencia AASTHO}$$

$$VU = 5,04 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del Hormigón al corte:

$$\beta = 2 \quad \text{Art. 5.8.3.4) AASHTO-LRFD} \quad (\text{Art. 5.8.3.3-3) AASHTO-LRFD}$$

$$b_v = 100 \text{ cm}$$

$$d_v = 0,72 * h = 93,60 \text{ cm} \quad (\text{Art. 5.8.2.9})$$

$$d_v = 0,9 * d_e = 109,35 \text{ cm} \quad (\text{Art. 5.8.2.9})$$

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_vd_v \text{ Art. 5.8.3.3-3)}$$

Esta fórmula es válida para f'_c (Mpa), b_v y d_v en (mm)

$$V_c = 960518,8 \text{ N} \quad V_c = 96051,9 \text{ kg}$$

$$VU = 55202,7 \text{ kg} \quad \emptyset V_c = 86446,7 \text{ kg}$$

NO REQUIERE ARMADURA DE CORTE !!!

d) Diseño armadura en TALON (ACERO ARRIBA)

$$\sigma_A = 23479,07 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_B = 17160,07 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 97776 \text{ kg/m}$$

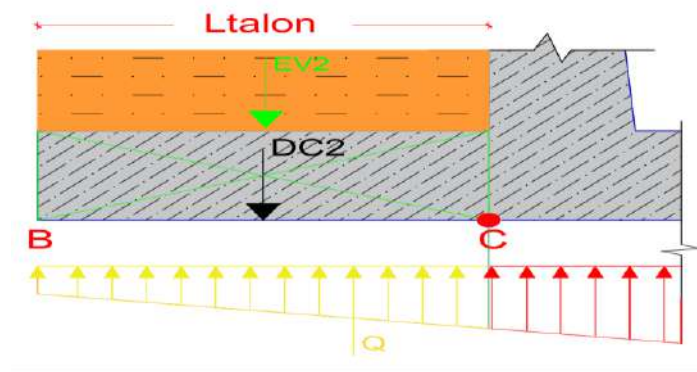
$$EV2 = 82742 \text{ kg/m}$$

$$DC2 = 16224 \text{ kg/m}$$

$$MQ = 246813 \text{ kg.m/m}$$

$$MEV = 2151130 \text{ kg.m/m}$$

$$MDC = 42182 \text{ kg.m/m}$$



$$\sigma_C = \sigma_B + (\sigma_A - \sigma_B) \cdot \frac{(L_{talón})}{B} = 20446,0 \text{ kg/m}^2$$

Momento mayorado:

$$M_U = M_Q - 1,35 \cdot M_{EV} - 1,25 \cdot M_{DC}$$

$$M_u = 96341,3 \text{ kg.m/m}$$

Diseño por flexión.-

Mu =	9634130	kg.cm	Momento último
f'c =	280	kg/cm2	Resistencia Característica del HºAº
fy =	5000	kg/cm2	Resistencia Característica del Acero
r =	7,5	cm	Recubrimiento mínimo
b =	100	cm	Ancho de la sección
h =	130	cm	Altura del poste
Φ =	20	mm	Diámetro adop. de barra

Altura efectiva (d)

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} = 21,50 \quad \text{cm}$$

Altura de compresiones (a)

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 \cdot \frac{M_U}{f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 4,51 \quad \text{cm}$$

Armadura necesaria (As)

$$As_{nec} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{fy}$$

$$As = 18,96 \quad \text{cm}^2/\text{cm}$$

Armadura mínima

$$As_{min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

Cuantia minima:

$$\rho_{min} = \frac{0,0018 \cdot 420}{fy} = 0,00151$$

$$As_{min} = 18,37 \quad \text{cm}^2/\text{cm}$$

como la armadura necesaria es menor que la mínima se diseñara con la minima As min.

$$As = 18,96 \quad \text{cm}^2/\text{cm} > As_{min} = 18,37 \quad \text{cm}^2/\text{cm}$$

Ø (mm)	Nº Fierros	Ø (cm²/m)
20	7	21,99

Finalmente USAR:

Ø 20 mm c/ 15 cm

Armaduras de Temperatura.-

$$f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_{inf} = 1,30 \text{ m}$$

$$A_g = 13000 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{tem}} = 0,756 \cdot \frac{A_g}{f_y} \quad (\text{Art. 5.10.8.2-2})$$

AASHTO-LRFD

$$A_{s_{min}} = 0,0015 \cdot A_g$$

$$A_{smin} = 23,4 \text{ cm}^2 \quad \text{Para las dos caras}$$

$$A_{smin} = 11,7 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Para una cara}$$

Ø (mm)	Nº Fierros	AØ (cm ² /m)
20	4	12,57

Finalmente USAR:

$$\text{Ø } 20 \text{ mm } \text{ c/ } 25\text{cm}$$

Diseño a cortante.

$$\text{Cortante ultimo de diseño. } V_U = V_Q - 1,35 \cdot V_{EV} - 1,25 \cdot V_{DC}$$

$$V_U = 34206,5 \text{ kg/m}$$

Esfuerzo cortante ultimo de diseño.

$$v_U = \frac{V_U}{\phi \cdot b \cdot d}$$

$$V_U = 34206,54 \text{ kg} \quad \text{Cortante ultimo de calculo}$$

$$d = 121,50 \text{ cm} \quad \text{Canto del poste}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad \text{Ancho que soporta el corte}$$

$$\phi = 0,9 \quad \text{Factores de Resistencia AASTHO}$$

(Art. 5.5.4.2)

AASHTO-LRFD

$$V_U = 3,13 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del Hormigón al corte:

$$\beta = 2 \quad \text{Art. 5.8.3.4) AASHTO-LRFD}$$

$$b_v = 100 \text{ cm}$$

(Art. 5.8.3.3-3)

AASHTO-LRFD

$$d_v = 0,72 \cdot h = 93,60 \text{ cm} \quad (\text{Art. 5.8.2.9})$$

$$d_v = 0,9 \cdot d_e = 109,35 \text{ cm} \quad (\text{Art. 5.8.2.9})$$

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_vd_v \quad \text{Art. 5.8.3.3-3)}$$

Esta fórmula es válida para $f'c$ (Mpa), b_v y d_v en (mm)

$$\begin{array}{ll} V_c = 960518,8 \text{ N} & V_c = 96051,9 \text{ kg} \\ V_U = 34206,54 \text{ kg} & \phi V_c = 86446,7 \text{ kg} \end{array}$$

NO REQUIERE ARMADURA DE CORTE !!!

ANEXOS A.5
MEMORIAS DE CÁLCULO APORTE
ACADÉMICO

5.1. DISEÑO DEL ESTRIBO CON CONTRAFUERTES:

$f'_c =$	280	kg/cm ²	Resistencia Característica del Hormigón.
$\gamma_{H^o} =$	2400	kg/cm ³	Peso específico del Hormigón.
$f_y =$	5000	kg/cm ²	Resistencia del Acero Estructural
$E_s =$	2000000	kg/cm ²	Módulo de elasticidad del Acero.
$\gamma_s =$	1700	kg/cm ³	Peso específico del Terraplén.
$\sigma_{adm} =$	2,50	kg/cm ²	Esfuerzo admisible del suelo.

Tamaño máximo del Agregado Grueso;

$\emptyset_{\text{max-agregado}} = 2,50 \text{ cm}$

PREDIMENSIONAMIENTO:

DIMENSIÓN		VALORES		
		RECOMENDADO	ADOPTADO	
Altura Total del Estribo;	H =	-	13,00	m
Altura de la Pantalla;	H' =	-	12,20	m
Altura del Relleno;	h =	-	3,90	m
N.A.M.E. =		-	1,68	m
Ancho de la Zapata;	B =	H/2-2H/3	6,0	m
Altura de la Zapata;	D =	H/12	0,80	m
Ancho del pie de la Zapata;	L1 =	H/6-2H/9 o (B/3)	2,50	m
Ancho del talón de la Zapata;	L2 =	-	3,10	m
Ancho de la Pantalla;	t =	(t ≥ 30cm)	0,4	m
Base del Contrafuerte;	b =	-	2,13	m
Altura del muro;	h1 =	-	10,09	m
Altura del la corona;	h2 =	-	0,75	m
Ancho de la corona;	b2 =	-	1,05	m
Altura del Parapeto1;	h3a =	-	0,50	m
Altura del Parapeto2;	h3b =	-	0,86	m
Ancho del Parapeto1;	b3a =	-	0,25	m
Ancho del Parapeto2;	b3b =	-	0,35	m
Ancho del cajeadado;	a =	-	0,70	m
Separación Contrafuertes;	Sc =	en eje de los dados de apoyo	1,90	m
Altura del Espaldar;	he =	-	1,36	m
Espesor del Contrafuerte;	e _c =	≥ 20cm	0,30	m

Número de Contrafuertes Nc =

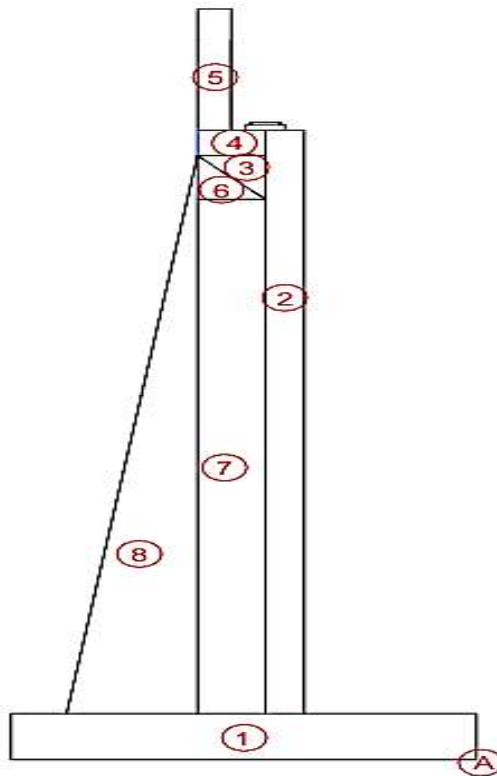
4,00

Longitud de Cajeadado =

7,80 m

Profundidad de Socavación Calculada =

4 m



CASO I - ESTRIBO CON PUENTE

CARGAS VERTICALES (Considerando franjas de 1m de longitud de estribo)

Cargas DC

Peso propio de H°A°

Elemento	Volumen (m3)	DC kg/m	XA m	YA m	XA*DC kg*m/m	YA*DC kg*m/m
1	3,84	9216,0	3,00	0,40	27648,0	3686
2	4,04	9696,0	2,70	5,85	26179,2	56722
3	0,26	630,0	3,13	10,21	1974,0	6430
4	0,31	745,9	3,25	10,68	2424,2	7965
5	0,74	1764,0	3,43	11,95	6041,7	21080
6	0,26	630,0	3,37	10,08	2121,0	6351
7	6,23	14962,1	3,25	5,25	48626,8	78596
8	6,52	15641,8	4,05	4,02	63347,6	62859
Σ=		53285,8			178362	243688

$$DC = 53285,8 \text{ kg/m}$$

$$X_A = 3,35 \text{ m}$$

$$Y_A = 4,57 \text{ m}$$

Peso propio de la superestructura

$$P_{DC} = 17659,5 \text{ kg/m}$$

$$X_A = 2,90 \text{ m}$$

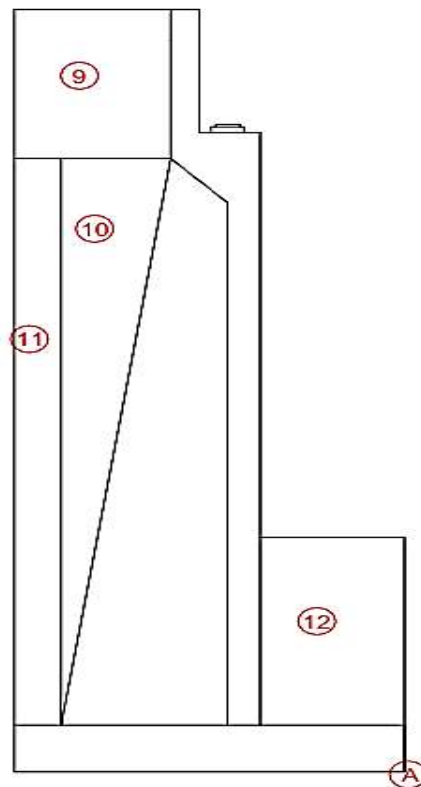
Cargas DW

Peso Asfalto en Superestructura:

$$P_{DW} = 1242,5 \text{ kg/m}$$

$$X_A = 2,90 \text{ m}$$

Cargas EV (peso del terreno)



Elemento	Volumen m ³	EV kg/m	X_A m	Y_A m	$X_A \cdot EV$ kg*m/m	$Y_A \cdot EV$ kg*m/m
9	6,10	10370	4,80	11,73	49776	121619
10	6,72	11416	4,50	10,46	51373	119368
11	10,14	17238	5,47	5,63	94377	97015
12	8,00	13600	1,25	2,40	17000	32640
$\Sigma =$		52624			212526	370642

$$EV = 52624 \text{ kg/m}$$

$$X_A = 4,04 \text{ m}$$

$$Y_A = 7,04 \text{ m}$$

Cargas LL+IM

Carga viva e impacto desde la superestructura

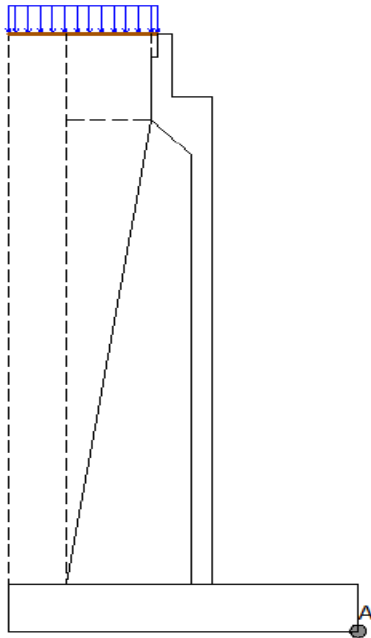
$$P_{LL+IM} = 5656,30 \text{ kg/m}$$

$$X_A = 2,90 \text{ m}$$

Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Altura equivalente de suelo por S/C (Tabla 3.11.6.4-1):

Por cargas vehiculares actuando sobre el terreno, agregamos una porción equivalente de suelo. En este caso para $H = 13 \text{ m}$, $h' = 0.60 \text{ m}$.



$$L_{S_Y} = 4620,6 \text{ kg/m}$$

$$X_A = 4,80 \text{ m}$$

Cargas EH (Presión lateral del terreno)

$$E_{H_V} = 11685,9 \text{ kg/m}$$

$$X_A = 6,00 \text{ m}$$

Resumen de Cargas Verticales

CARGA	TIPO	V kg/m	X_A m	M_v kg*m/m
DC	DC	53286	3,35	178362
P_{DC}	DC	17660	2,90	51213
P_{DW}	DW	1243	2,90	3603
EV	EV	52624	4,04	212526
P_{LL+IM}	LL+IM	5656	2,90	16403
L_{S_Y}	LS	4621	4,80	22179
E_{H_V}	EH	11686	6,00	70115
$\Sigma =$		146775		554402

CARGAS HORIZONTALES (Considerando franjas de 1m de longitud de estribo)

Cálculo del coeficiente de empuje activo (Ka)

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi'_f)}{\Gamma * [\sin^2\theta * \sin(\theta - \delta)]} \quad \Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_f + \delta) * \sin(\phi'_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) * \sin(\theta + \beta)}} \right]^2$$

ϕ_f = ángulo de fricción interna = 30° del informe geológico
 δ = ángulo de fricción entre el suelo y el muro = 20,00°
 β = ángulo del material del suelo con la horizontal = 0° $\delta = \frac{2}{3} * \phi'_f$
 Θ = ángulo de inclinación del muro del lado del terreno = 90°

Entonces; $\Gamma = 2,684$ $k_o = 0,297$
 $H = 13,00 \text{ m}$

Cargas actuantes:

Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva

$$P = K_a * h * \gamma$$

$P = 243 \text{ kg/m}^2$
 $LS_x = 3154 \text{ kg/m}$
 $Y_A = 6,5 \text{ m}$

Cargas EH(Presión lateral del terreno)

$$P = K_a * H * \gamma$$

$P = 5257 \text{ kg/m}^2$
 $EH = 34167 \text{ kg/m}$
 $EH_x = 32107 \text{ kg/m}$
 $Y_A = 4,33 \text{ m}$

Cargas BR(Fuerza de frenado)

Fuerza de Frenado(AASHTO 3.6.4):

$$q_{\text{carril}} = 948 \text{ kg/m}$$
$$P_{\text{tándem}} = 11213 \text{ kg}$$
$$P_{\text{camión}} = 14781 \text{ kg}$$

La fuerza de frenado se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

1.- 25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño, o

$$\text{Camión} = 8282,37 \text{ kg}$$
$$\text{Tándem} = 5606,5 \text{ kg}$$
$$\text{Fr} = 8282,37 \text{ kg}$$

2.- 5 por ciento del camión de diseño más la carga del carril o 5 por ciento del tándem de diseño más la carga del carril.

$$q_{\text{carril} + \text{tándem}} = 3050,05 \text{ kg}$$

$$q_{\text{carril} + \text{camión}} = 2514,87 \text{ kg}$$

$$Fr = 3050,05 \text{ kg}$$

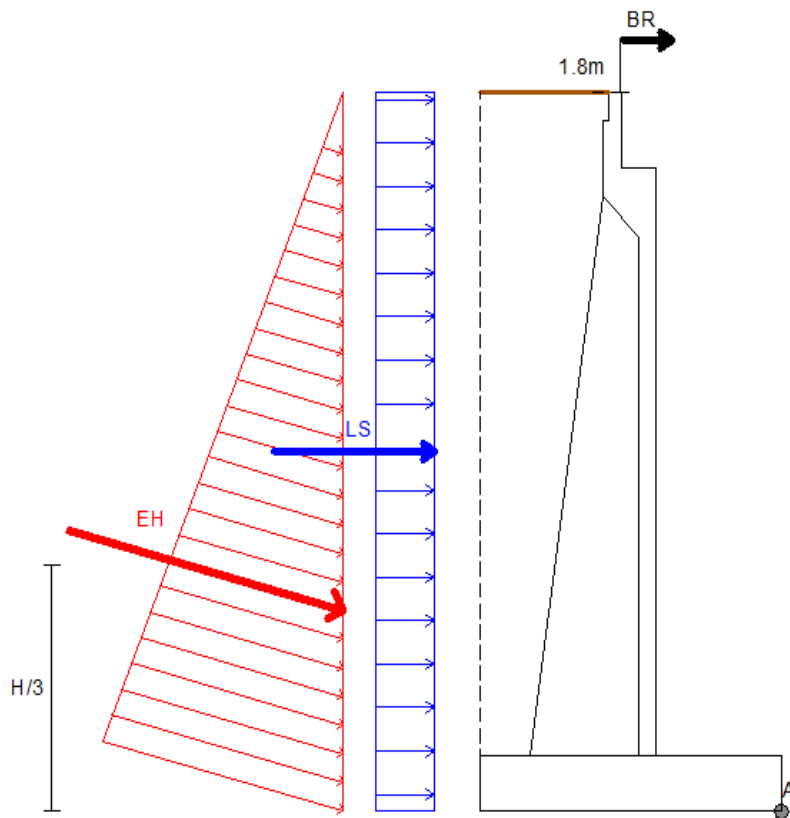
Solo escogemos la mayor;

$$BR = 8282,37 \text{ kg}$$

Se asumirá que esta fuerza actúa horizontalmente a una distancia de 1,80m sobre la superficie de la calzada

$$BR = 1061,8 \text{ kg/m}$$

$$Y_A = 14,80 \text{ m}$$



Resumen de Cargas Horizontales

CARGA	TIPO	H (kg/m)	Y_A (m)	M_H (kg.m/m)
LSx	LS	3153,9	6,50	20500
EHx	EH	32106,8	4,33	139129
BR	BR	1061,8	14,80	15715
$\Sigma =$		36322,5		175345

ESTADOS LÍMITES APLICABLES Y COMBINACIONES DE CARGAS

Tomamos en cuenta los estado límites de Resistencia I y Servicio I aplicables en este caso y con un valor $\eta = \eta_D \eta_R \eta_I = 1$

Para el chequeo de estabilidad al vuelco y deslizamiento observando en el gráfico las cargas actuantes, utilizamos los factores γ máximos para las cargas horizontales que generan vuelco alrededor del punto A y deslizamiento en la base (EH y LS) y los factores de carga γ mínimos en las cargas verticales que generan estabilidad (DC y EV) para de esta manera maximizar las condiciones críticas de vuelco y deslizamiento en la estructura. Este caso sera denominado Ia.

Para el chequeo de presiones en la base empleamos los factores γ máximos en cargas verticales y horizontales para maximizar efectos. A este caso lo denominaremos Ib.

CASO I - ESTRIBO CON PUENTE

CARGAS VERTICALES V_U								
TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	EH	$\Sigma =$
CARGA	DC	P_{DC}	P_{DW}	EV	P_{LL+IM}	LS_v	EH_Y	V_U (kg)
$V(kg) =$	53286	17660	1243	52624	5656	4621	11686	117420
RES Ia	0,9	0,9	0,65	1	0,00	1,75	0,9	108709
	47957	15894	808	52624	0	8086	10517	
RES Ib	1,25	1,25	1,5	1,35	1,75	1,75	1,5	147826
	66607	22074	1864	71043	9899	8086	17529	
SERV I	1	1	1	1	1	1	1	117419,83
	53285,76	17659,5	1242,54	52624,18	5656,3	4620,6	11685,908	

MOMENTO ESTABILIZADOR POR CARGAS VERTICALES M_{VU}								
TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	EH	$\Sigma =$
CARGA	DC	P_{DC}	P_{DW}	EV	P_{LL+IM}	LS_v	EH_Y	M_{VU} kg.m
M_{VU} kg.m	178362	51213	3603	212526	16403	22179	70115	554402
RES Ia	0,9	0,9	0,65	1	0,00	1,75	0,9	523403
	160526	46091	2342	212526	0	38813	63104	
RES Ib	1,25	1,25	1,5	1,35	1,75	1,75	1,5	751976
	222953	64016	5405	286910	28706	38813	105173	
SERV I	1	1	1	1	1	1	1	554402
	178362	51213	3603	212526	16403	22179	70115	

CARGAS HORIZONTALES H _U				
TIPO	LS	EH	BR	Σ=
CARGA	LS _x	EH _x	BR	H _U (kg)
H(kg)=	3154	32107	1062	36323
RES Ia	1,75	0,90	1,75	36274
	5519	28896	1858	
RES Ib	1,75	1,50	1,75	55538
	5519	48160	1858	
SERV I	1,00	1,00	1,00	36323
	3154	32107	1062	

MOMENTOS DE VUELCO (M _{HU})				
TIPO	LS	EH	BR	Σ=
CARGA	LS _x	EH _x	BR	M _{HU} kg.m
M _{HU} kg.m	20500	139129	15715	175345
RES Ia	1,75	0,90	1,75	188594
	35876	125216	27502	
RES Ib	1,75	1,50	1,75	272071
	35876	208694	27502	
SERV I	1,00	1,00	1,00	175345
	20500	139129	15715	

CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

a) Vuelco alrededor del punto “A”

Cálculo de emáx:

- Estado límite de Resistencia (AASHTO, Art. 11.6.3.3):

Se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de la mitad central ($e \leq B/4$), excepto el caso de suelo rocoso en que se mantendrá en los $3/4$ centrales ($e \leq 3/8B$).

Es decir $e_{máx} = 3B/8 = 1,80$

$$X_o = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_U}$$

$$e = \frac{B}{2} - X_o$$

ESTADO	V _U kg	M _{VU} kg*m	M _{HU} kg*m	X _o m	e m	e _{max} m	OBS.
RESIS Ia	108709	523403	188594	3,08	0,08	1,80	iiiOK!!!
RESIS Ib	147826	751976	272071	3,25	0,25	1,80	iiiOK!!!
SERVICIO I	117420	554402	175345	3,23	0,23	1,80	iiiOK!!!

b) Deslizamiento en base del estribo

La resistencia mayorada contra la falla por resbalamiento, se puede tomar como:

$$Q_R = \phi * Q_n = \phi_\tau * Q_\tau + \phi_{ep} * Q_{ep}$$

Donde:

ϕ_τ = Factor de resistencia para la resistencia al corte entre el suelo y la fundación especificado en la Tabla 10.5.5-1 de la AASHTO-LRFD 2007

Q_τ = Resistencia nominal al Corte entre el suelo y la fundación (kg).

Q_{ep} = Resistencia pasiva nominal del suelo disponible durante la totalidad de la vida de diseño de la estructura (kg).

Con:

$$\mu = \tan \phi_f = 0,577 \quad (\text{Art. 10.6.3.3})$$

$\phi_\tau = 0.60$, estado límite de Resistencia

ESTADO	V_U kg	RESISTENTE	ACTUANTE H_U	OBS.
RESIS Ia	108709	37658	36274	!!!OK!!!
RESIS Ib	147826	56329	55538	!!!OK!!!
SERVICIO I	117420	40675	36323	!!!OK!!!

c) Presiones actuantes en la base del estribo

Para el cálculo de estos esfuerzos sobre el terreno, pueden utilizarse las fórmulas de flexión compuesta, que para un ancho $B = 1,0$ m son las siguientes:

$$\sigma_{max} = \frac{\sum(FV_{verticales})}{B} * \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right) \quad \sigma_{min} = \frac{\sum(FV_{verticales})}{B} * \left(1 - \frac{6 * e}{B}\right)$$

ESTADO	V_U kg	e m	σ_{max}	σ_{min}	OBS.	OBS.
RESIS Ia	108709	0,080	1,57	1,39	!!!OK!!!	!!!OK!!!
RESIS Ib	147826	0,246	2,46	1,55	!!!OK!!!	!!!OK!!!
SERVICIO I	117420	0,228	1,92	1,26	!!!OK!!!	!!!OK!!!

La capacidad de carga mayorada, q_R , en el estado límite de resistencia se deberá tomar como:

$$q_R = \phi * q_n$$

$q_n = q_{ult}$ = Capacidad de carga nominal (kg/cm²).

Resistencia admisible del Terreno;

$$\sigma_{adm} = 2,500 \quad \text{kg/cm}$$

$$\sigma_{adm} = 2,500 \quad \text{kg/cm}$$

CASO II - ESTRIBO SIN PUENTE

CARGAS VERTICALES V_U								
TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	EH	$\Sigma=$
CARGA	DC	P _{DC}	P _{DW}	EV	P _{LL+IM}	LS _v	EH _y	V_U (kg)
V(kg)=	53286	0,00	0,00	52624	0,00	4620,60	11685,91	109995
RES Ia	0,9	0,9	0,65	1	0	1,75	1,5	113577
	47957	0,00	0,00	52624	0,00	8086,05	17528,86	
RES Ib	1,25	1,25	1,5	1,35	1,75	1,75	1,5	122449
	66607	0,00	0,00	71043	0,00	8086,05	17528,86	
SERV I	1	1	1	1	1	1	1	109995
	53285,76	0	0	52624,18	0	4620,6	11685,908	

MOMENTO ESTABILIZADOR POR CARGAS VERTICALES M_{VU}								
TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	EH	$\Sigma=$
CARGA	DC	P _{DC}	P _{DW}	EV	P _{LL+IM}	LS _v	EH _y	M_{VU} kg _m
M_{VU} kg _m	178362,5	0,00	0,00	212526	0,00	22179	70115	483183
RES Ia	0,9	0,9	0,65	1	0	1,75	1,5	517038
	160526,2	0,00	0,00	212526	0,00	38813	105173	
RES Ib	1,25	1,25	1,5	1,35	1,75	1,75	1,5	653849
	222953,1	0,00	0,00	286910	0,00	38813	105173	
SERV I	1	1	1	1	1	1	1	483183
	178362,5	0	0	212526	0	22178,88	70115,446	

CARGAS HORIZONTALES H_U				
TIPO	LS	EH	BR	$\Sigma=$
CARGA	LS _x	EH _x	BR	H_U (kg)
H(kg)=	3154	32107	0,00	31735
RES Ia	1,75	0,90	1,75	30974
	5519	28896	0,00	
RES Ib	1,75	1,50	1,75	42944
	5519	48160	0,00	
SERV I	1,00	1,00	1,00	31735
	3154	32107	0,00	

MOMENTOS DE VUELCO (M _{HU})				
TIPO	LS	EH	BR	Σ=
CARGA	LS _x	EH _x	BR	M _{HU} kg.m
M _{HU} Kg.m	20500	139129	0,00	159630
RES Ia	1,75	0,90	1,75	161092
	35876	125216	0,00	
RES Ib	1,75	1,50	1,75	244570
	35876	208694	0,00	
SERV I	1,00	1,00	1,00	159630
	20500	139129	0,00	

CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

a) Vuelco alrededor del punto “A”

ESTADO	V _U kg	M _{VU} kg.m	M _{HU} Kg.m	X _O m	e m	e _{max} m	OBS.
RESIS Ia	113577	517038	161092	3,13	0,13	1,80	!!!OK!!!
RESIS Ib	122449	653849	244570	3,34	0,34	1,80	!!!OK!!!
SERVICIO I	109995	483183	159630	2,94	0,06	1,80	!!!OK!!!

b) Deslizamiento en base del estribo

ESTADO	V _U kg	RESISTENTE	ACTUANTE H _U	OBS.
RESIS Ia	113577	39344	30974	!!!OK!!!
RESIS Ib	122449	45952	42944	!!!OK!!!
SERVICIO I	109995	38103	31735	!!!OK!!!

c) Presiones actuantes en la base del estribo

ESTADO	V _U kg	e m	σ _{max}	σ _{min}	OBS.	OBS.
RESIS Ia	90861	0,134	1,46	1,39	!!!OK!!!	!!!OK!!!
RESIS Ib	122449	0,342	2,32	1,42	!!!OK!!!	!!!OK!!!
SERVICIO I	109995	0,058	1,64	1,83	!!!OK!!!	!!!OK!!!

La capacidad de carga mayorada, q_R, en el estado límite de resistencia se deberá tomar como:

$$q_R = \phi * q_n$$

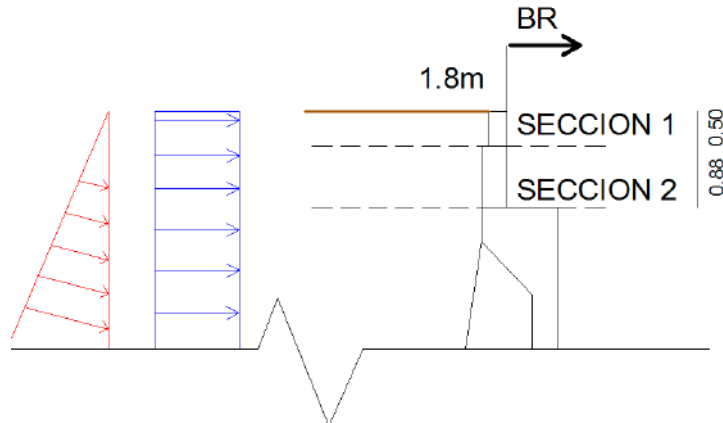
q_n = q_{ult} = Capacidad de carga nominal (MPa).

Resistencia admisible del Terreno;

$$\begin{aligned}\sigma_{adm} &= 2,500 \text{ MPa} \\ \sigma_{adm} &= 2,500 \text{ MPa}\end{aligned}$$

CALCULO DE ARMADURAS:

ESPALDAR:



SECCIÓN 1:

$$H = 2,1 \text{ m}$$

a) Fuerza de Frenado (BR):

$$BR = 1061,84 \text{ kg/m}$$

$$Y_{BR} = 2,30 \text{ m}$$

b) Sobrecarga Viva (LS):

$$P = 243 \text{ kg/m}^2$$

$$LS_x = 509 \text{ kg/m}$$

$$Y_{LS} = 1,05 \text{ m}$$

c) Empuje del Suelo (EH):

$$P = 5257 \text{ kg/m}^2$$

$$EH = 5519 \text{ kg/m}$$

$$EH_x = 5186 \text{ kg/m}$$

$$Y_{EH} = 0,70 \text{ m}$$

Cálculo del Momento y Cortante último:

RESISTENCIA I.-

$$M_U = 1,5M_{EH} + 1,75(M_{LS} + M_{BR})$$

$$M_u = 10656 \text{ kg.m}$$

$$V_U = 1,5V_{EH} + 1,75(V_{LS} + V_{BR})$$

$$V_u = 10530 \text{ kg}$$

Diseño a flexión.

Momento último:

$$M_u = 1065589 \text{ kg.cm}$$

Resistencia Característica del H°:

$$f_c = 280,00 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia Característica del Acero:

$$f_y = 5000,00 \text{ kg/cm}^2$$

Recubrimiento mínimo:

$$r = 0,05 \text{ m}$$

Altura :

$$h = 0,25 \text{ m}$$

Diámetro adop. de barra:

$$\phi = 16,00 \text{ mm}$$

Ancho de la sección:

$$b = 100,00 \text{ cm}$$

Altura efectiva (d).-

$$d = h - r - \frac{\phi}{2}$$

$$d = 19,20 \text{ cm}$$

Altura de compresiones (a).-

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_U}{f'_c * b * d^2}} \right)$$

$$a = 1,397 \text{ cm}$$

Armadura necesaria (As).-

$$As_{nec} = \frac{0,85 * f'_c * b * a}{f_y}$$

$$As = 6,65 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = \rho_{min} * b * h$$

Cuantía mínima: $\rho_{min} = 0,00151$ Para acero de $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$

$$As_{min} = 3,775 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As = 6,651 \text{ cm}^2/\text{m} > As_{min} = 3,775 \text{ cm}^2/\text{m}$$

iiiiiii USAR As CALCULADO !!!!!!!!!

$$As_{neces} = 6,651 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$N^{\circ} \text{fierros} = \frac{As}{A\phi}$$

Φ (mm)	A(cm ²)	N°	Asreal	S(m)
12	1,131	1	1,131	0
16	2,011	4	8,042	0,25
20	3,142	1	3,142	0
25	4,909	1	4,909	0

$$N^{\circ} \text{fierros} = 3,3 \approx 4$$

Finalmente USAR:

As. Principal ϕ 16 c/ 25 cm

Armadura Transversal:

Para disponer la armadura transversal usamos As mín:

$$As_{min} = 3,775 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$N^{\circ} \text{fierros} = \frac{As}{A\phi}$$

Φ (mm)	A(cm ²)	N°	Asreal	S(m)
8	0,503	1	0,503	0
10	0,785	6	4,712	0,25
12	1,131	1	1,131	0

$$N^{\circ}\text{fierros} = 4,8 \approx 5$$

Finalmente USAR:

As. Secundaria ϕ **10** **c/** **20** **cm**

Verificación a Corte:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección considerada.

V_n = Resistencia nominal al cortante.

ϕ = Factor de reducción de resistencia.

$$V_n \leq V_c + V_s$$

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por acero de refuerzo.

Cálculo de la Tension Cortante:

$$\phi = 0,85$$

$$V_u \leq \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d} \quad V_u = 6,45 \quad \text{kg/cm}^2$$

El concreto resiste:

$$v_c = 0,1667 * \sqrt{f'_c} \quad V_c = 88,21 \quad \text{kg/cm}^2$$

CONDICION:

Entonces.- $V_u \leq \phi \cdot V_n$ 6,45 $\leq$ 88,21

No requiere refuerzo por cortante

CÁLCULO DE LA LOSA DEL ALZADO:

Se hace suponiendo que la flexión principal es en sentido horizontal, como viga continua apoyada en los contrafuertes. Para hallar los momentos en el centro de cada vano se adopta la ley de presiones de la figura 5.1a, en cambio, los momentos en los apoyos sobre contrafuertes, se calculan para el esquema de presiones mostrado en la figura 5.1b.

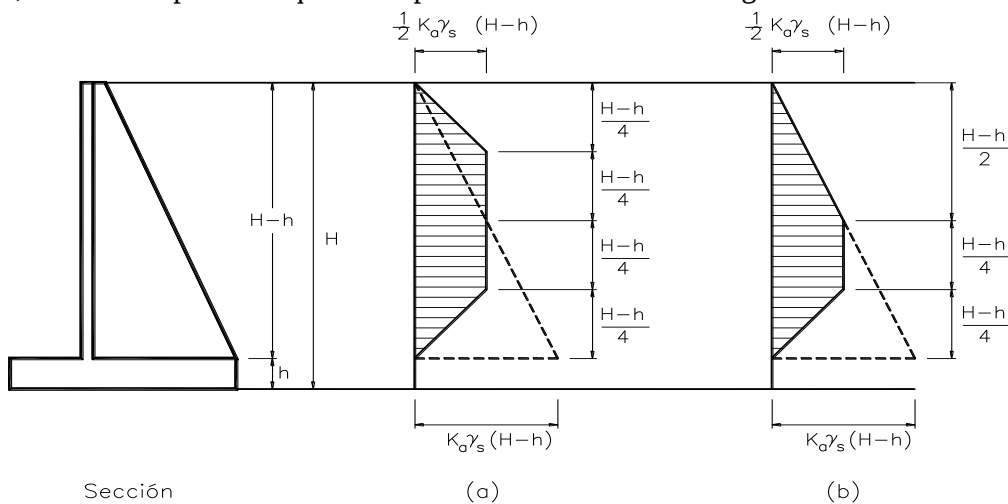


Fig. 5.1 Distribuciones de presiones en el alzado para muros de contrafuertes, según HUNTINGTON. a) Diagrama para el cálculo de los momentos máximos en los vanos. b) Diagrama para el cálculo de los momentos de apoyo sobre los contrafuertes.

a) Sobrecarga Viva (LS):

El aumento de la presión producido por una sobrecarga uniforme (LS) se calcula convirtiendo esta carga en una altura de tierra equivalente imaginaria h_{eq} por encima de la parte superior del muro:

$$\begin{aligned} h_{eq} &= 0,6 \quad \text{m} && \text{De Tabla 3.11.6.4-1} \\ P &= 243 \quad \text{kg/m}^2 \\ L_{sx} &= 2960 \quad \text{kg/m} \end{aligned}$$

b) Empuje del Suelo (EH):

$$\begin{aligned} P &= 5257 \quad \text{kg/m}^2 \\ EH &= 32065 \quad \text{kg/m} \\ EH_x &= 30131 \quad \text{kg/m} \\ EH_x/2 &= 15065 \quad \text{kg/m} \end{aligned}$$

c) Fuerza de Frenado (BR):

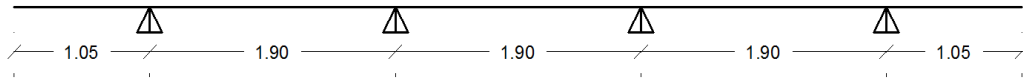
$$BR = 871,83 \quad \text{kg/m}$$

Carga Última de Diseño:

RESISTENCIA I.-

$$q_u = 1,5 * EH + 1,75 * (LS + BR)$$

$$q_u = 29304 \text{ kg/m}$$



Momentos y Cortante de Diseño:

$$M_u (+) = 5875 \text{ kg.m}$$

$$M_u (-) = 16154 \text{ kg.m}$$

$$V_{u(d)} = 32473 \text{ kg.m}$$

Diseño por Flexión: (As+)

Momento último:

$$M_u = 587500 \text{ kg.cm}$$

Resistencia Característica del Hº:

$$f'_c = 280,00 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia Característica del Acero:

$$f_y = 5000,00 \text{ kg/cm}^2$$

Recubrimiento mínimo:

$$r = 5,00 \text{ cm}$$

Altura :

$$h = 35,00 \text{ cm}$$

Diámetro adop. de barra:

$$\phi = 12,00 \text{ mm}$$

Ancho de la sección:

$$b = 100,00 \text{ cm}$$

Altura efectiva (d).-

$$d = h - r - \frac{\phi}{2}$$

$$d = 29,994 \text{ cm}$$

Altura de compresiones (a).-

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_u}{f'_c * b * d^2}} \right)$$

$$a = 0,929 \text{ cm}$$

Armadura necesaria (As).-

$$A_{s \text{ nec}} = \frac{0,85 * f'_c * b * a}{f_y}$$

$$A_s = 4,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \rho_{\text{min}} * b * h$$

Cuantía mínima: $\rho_{\text{min}} = 0,00151$ Para acero de $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$

$$A_{s \text{ min}} = 6,3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 4,421 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s \text{ min}} = 6,342 \text{ cm}^2/\text{m}$$

iiiiiiiiii USAR A_s MINIMO !!!!!!!!

$$A_{s \text{ neces}} = 6,342 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$N^\circ \text{ fierros} = \frac{A_s}{A_\phi}$$

Φ (mm)	A(cm ²)	N°	Asreal	S(m)
12	1,131	6	6,786	0,2
16	2,011	1	2,011	0
20	3,142	1	3,142	0
25	4,909	1	4,909	0

$$N^\circ \text{ fierros} = 5,6 \approx 6$$

Finalmente USAR:

As. Principal ϕ **12** c/ **20** **cm**

Diseño por Flexión: (As-)

Momento último:	$M_u =$	1615383	kg.cm
Resistencia Característica del H°:	$f'_c =$	280,00	kg/cm ²
Resistencia Característica del Acero:	$f_y =$	5000,00	kg/cm ²
Recubrimiento mínimo:	$r =$	5,00	cm
Altura :	$h =$	35,00	cm
Diámetro adop. de barra:	$\phi =$	12,00	mm
Ancho de la sección:	$b =$	100,00	cm

Altura efectiva (d).-

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \quad \quad \quad \mathbf{d = 30,0 \text{ cm}}$$

Altura de compresiones (a).-

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_u}{f'_c * b * d^2}} \right) \quad \quad \quad \mathbf{a = 1,972 \text{ cm}}$$

Armadura necesaria (As).-

$$A_{s \text{ nec}} = \frac{0,85 * f'_c * b * a}{f_y} \quad \quad \quad \mathbf{As = 9,39 \text{ cm}^2}$$

$$A_{s \text{ min}} = \rho_{\text{min}} * b * h$$

Cuantía mínima: $\rho_{\text{min}} = 0,0015$ Para acero de $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$

$$As = 9,388 \text{ cm}^2/\text{m} > As_{\min} = 5,250 \text{ cm}^2/\text{m}$$

iiiiiii USAR As CALCULADO !!!!!!!!!!!

$$As_{\text{neces}} = 9,388 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$N^{\circ} \text{fierros} = \frac{As}{A\phi}$$

Φ (mm)	A(cm ²)	N°	Asreal	S(m)
12	1,131	1	1,131	0
16	2,011	5	10,053	0,2
20	3,142	1	3,142	0
25	4,909	1	4,909	0

$$N^{\circ} \text{fierros} = 4,7 \approx 5$$

Finalmente USAR:

As. Principal ϕ **16** c/ **20** **cm**

Verificación a Corte:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

V_u = Fuerza cortante mayorada en la seccion considerada.

V_n = Resistencia nominal al cortante.

ϕ = Factor de reducción de resistencia.

$$V_n \leq V_c + V_s$$

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por acero de refuerzo.

Cálculo de la Tension Cortante:

$$\phi = 0,85 \text{ para corte}$$

$$V_u \leq \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d}$$

$$V_u = 12,74 \text{ kg/cm}^2$$

El concreto resiste:

$$v_c = 0,1667 * \sqrt{f'_c} \quad V_c = 88,21 \text{ kg/cm}^2$$

CONDICION:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

Entonces.-

$$12,74 \leq 88,21$$

No requiere refuerzo por cortante

Verticalmente HUNTINGTON dice que los momentos flectores pueden ser calculados con suficiente precisión mediante los valores indicados en la figura 5.2. Estos momentos son los que soporta la sección media de cada panel, y por lo tanto se van reduciendo a medida que se aproximan a los contrafuertes. Esta reducción de momentos flectores sigue una ley aproximadamente parabólica, presentando sus máximos valores en la sección media de cada panel y anulándose en la zona de contrafuertes.

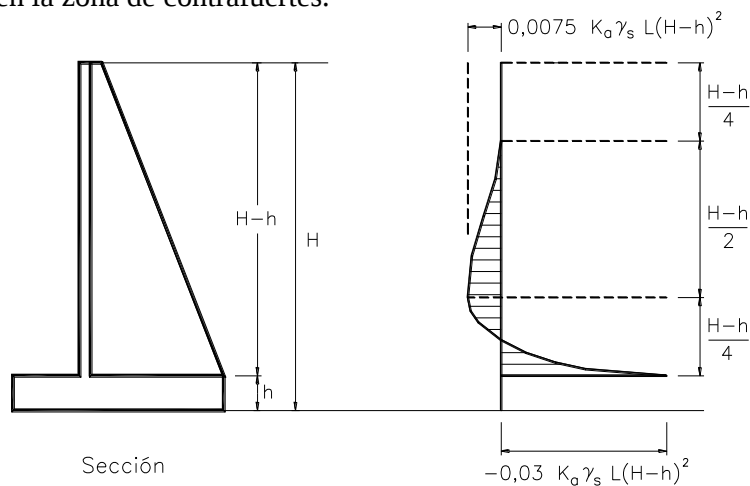


Fig. 5.2 Distribución de momentos flectores verticales máximos

a) Sobrecarga Viva (LS):

$$h_{eq} = 0,6 \quad m \quad \text{De Tabla 3.11.6.4-1}$$

b) Empuje del Suelo (EH):

$$\gamma_s = 1700 \quad \text{kg/m}^3$$

$$z = 12,2 \quad m$$

$$k_o = 0,297$$

* Cálculo de Momentos Verticales:

$$M(+) = 0,0075 * K * \gamma_s * S_C * Z^2 \quad M(+) = 3974 \quad \text{kg.m}$$

$$M(-) = -0,03 * K * \gamma_s * S_C * Z^2 \quad M(-) = -15897 \quad \text{kg.m}$$

$$V = 0,4 * K * \gamma_s * S_C * Z \quad V = 9780 \quad \text{kg}$$

Momentos y Cortante de Diseño:

$$M_u (+) = 3974 \quad \text{kg.m}$$

$$M_u (-) = -15897 \quad \text{kg.m}$$

$$V_{u(d)} = 9780 \quad \text{kg}$$

Diseño por Flexión: (As+)

Momento último:	$M_u =$	397416	kg.cm
Resistencia Característica del H°:	$f'_c =$	280,00	kg/cm ²
Resistencia Característica del Acero:	$f_y =$	5000,00	kg/cm ²
Recubrimiento mínimo:	$r =$	5,00	cm
Altura :	$h =$	35,00	cm
Diámetro adop. de barra:	$\phi =$	12,00	mm
Ancho de la sección:	$b =$	100,00	cm

Altura efectiva (d).-

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \quad \mathbf{d = 29,99 \quad cm}$$

Altura de compresiones (a).-

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_u}{f'_c * b * d^2}} \right) \quad \mathbf{a = 1,3 \quad cm}$$

Armadura necesaria (As).- $As_{nec} = \frac{0,85 * f'_c * b * a}{f_y} \quad \mathbf{As = 6,40 \quad cm^2}$

$$As_{min} = \rho_{min} * b * h$$

Cuantía mínima: $\rho_{min} = 0,00155$ Para acero de $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$

$$As_{min} = 5,425 \quad \mathbf{cm^2/m}$$

$$\mathbf{As = 6,397 \quad cm^2/m} > \mathbf{As_{min} = 5,425 \quad cm^2/m}$$

iiiiiii USAR As CALCULADO !!!!!!!!!!!

$$As_{neces} = \mathbf{6,397 \quad cm^2/m}$$

$$N^{\circ} \text{fierros} = \frac{As}{A\phi}$$

Φ (mm)	A(cm ²)	N°	Asreal	S(m)
12	1,131	6	6,786	0,2
16	2,011	1	2,011	0
20	3,142	1	3,142	0

$$N^{\circ} \text{fierros} = 5,7 \approx 6$$

Finalmente USAR:

As. Principal ϕ 12 c/ 20 cm

Diseño por Flexión: (As-)

Momento último:	$M_u =$	1589664	kg.cm
Resistencia Característica del H°:	$f'_c =$	280,00	kg/cm ²
Resistencia Característica del Acero:	$f_y =$	5000,00	kg/cm ²
Recubrimiento mínimo:	$r =$	5,00	cm
Altura :	$h =$	35,00	cm
Diámetro adop. de barra:	$\phi =$	12,00	mm
Ancho de la sección:	$b =$	100,00	cm

Altura efectiva (d).-

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \quad d = 29,994 \text{ cm}$$

Altura de compresiones (a).-

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_u}{f'_c * b * d^2}} \right) \quad a = 1,60 \text{ cm}$$

Armadura necesaria (As).- $As_{nec} = \frac{0,85 * f'_c * b * a}{f_y} \quad As = 7,63 \text{ cm}^2$

$$As_{min} = \rho_{min} * b * h$$

Cuantía mínima: $\rho_{min} = 0,00155$ Para acero de $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$

$$As_{min} = 5,425 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As = 7,631 \text{ cm}^2/\text{m} > As_{min} = 5,425 \text{ cm}^2/\text{m}$$

iiiiiii USAR As CALCULADO !!!!!!!!!!!

$$As_{neces} = 7,631 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$N^\circ \text{fierros} = \frac{As}{A\phi}$$

Φ (mm)	A(cm ²)	N°	Asreal	S(m)
12	1,131	7	7,917	0,166667
16	2,011	1	2,011	0
20	3,142	1	3,142	0
25	4,909	1	4,909	0

$$N^\circ \text{fierros} = 6,7 \approx 7$$

Finalmente USAR:

As. Principal ϕ **12** c/ **20** cm

CÁLCULO DE LOS CONTRAFUERTE:

Los esfuerzos en cada contrafuerte se calculan para el voladizo de canto variable que representa, sometido a las acciones horizontales de las fuerzas que actúan sobre el mismo (empuje + acción de sobrecargas+fuerza de frenado).

Como sección de cada contrafuerte se considera: el cuerpo del mismo, que viene a constituir el alma de la sección y parte del alzado contiguo delimitado por el ancho eficaz b_e . Como ancho eficaz de piezas en voladizo se puede tomar:

$$b_e = e_c + 0,3(H - D) \leq (L + e_c)$$

Donde:

$e_c =$	0,30	m	Ancho del Contrafuerte.
$H =$	13,00	m	Altura total del Muro.
$D =$	0,80	m	Altura del Talón.
$L =$	1,60	m	Luz libre entre contrafuertes.

$$b_e = 3,96 \leq 1,90$$

$$b_e = 1,90 \text{ m}$$

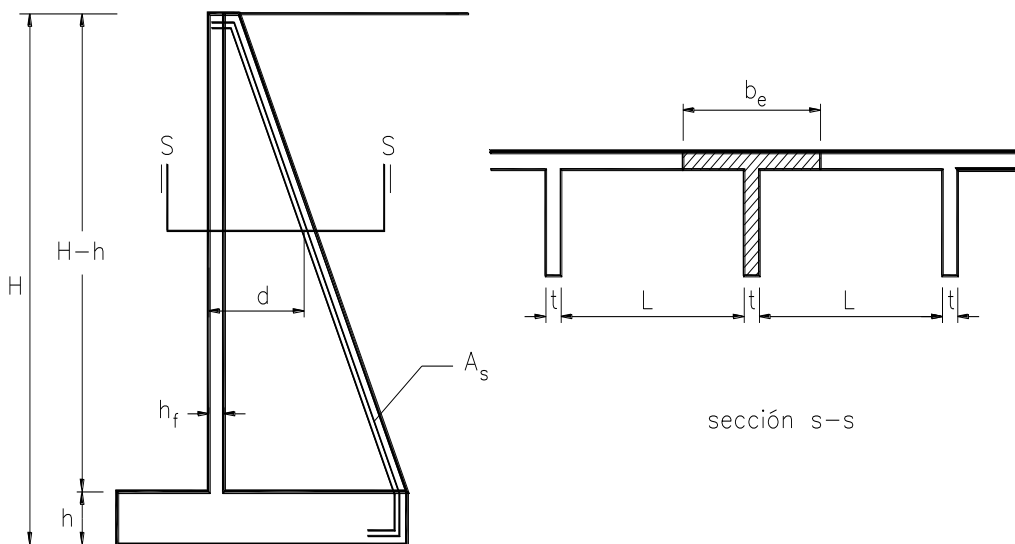
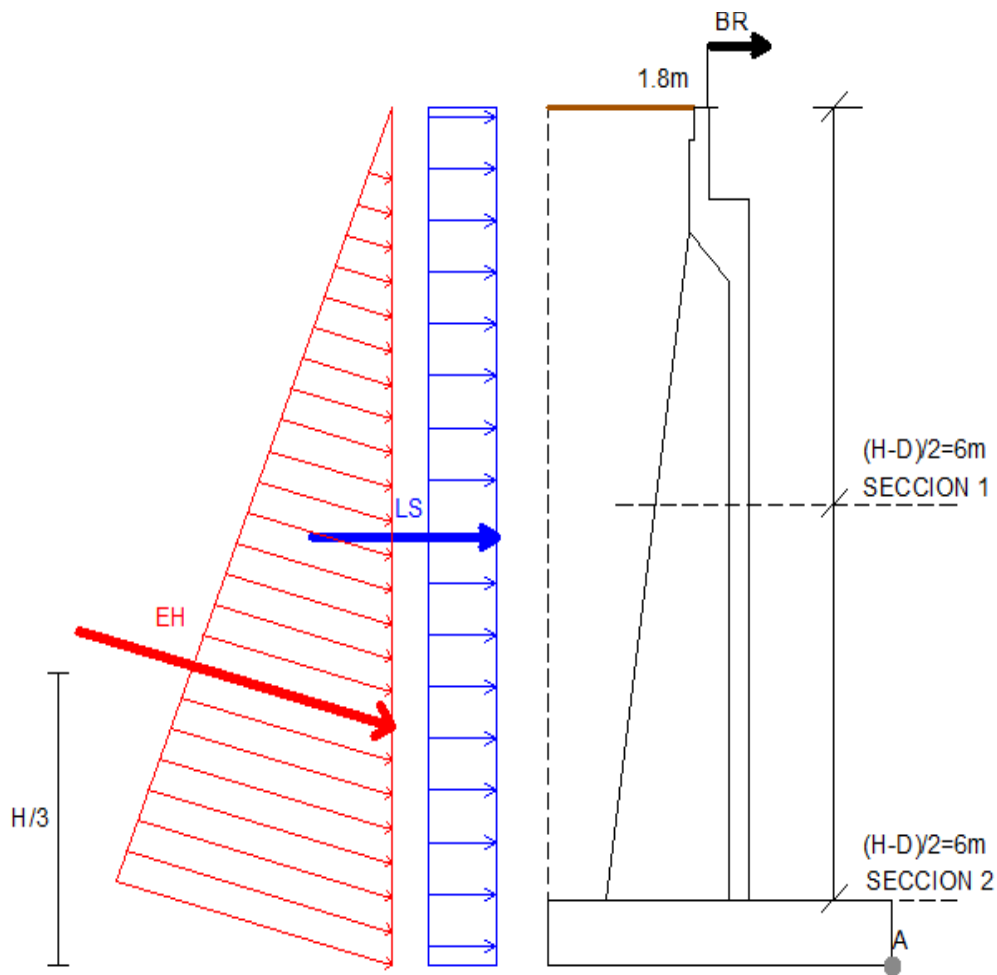


Fig. 5.4 Sección de cálculo del contrafuerte



SECCIÓN 1:

$H = 6.10$ m

a) Fuerza de Frenado (BR):

$$BR = 8282.40 \text{ kg/m}$$

$$Y_{BR} = 7.90 \text{ m}$$

b) Sobrecarga Viva (LS):

$$P = 242.61 \text{ kg/m}^2$$

$$LS_x = 1479.9 \text{ KN/m}$$

$$Y_{LS} = 3.05 \text{ m}$$

c) Empuje del Suelo (EH):

$$P = 5256.51 \text{ kg/m}^2$$

$$EH = 16032.4 \text{ kg/m}$$

$$EH_x = 15065.5 \text{ kg/m}$$

$$Y_{EH} = 2.03 \text{ m}$$

Cálculo del Momento y Cortante último:

RESISTENCIA I.-

$$M_U = 1,5M_{EH} + 1,75(M_{LS} + M_{BR})$$

$$V_U = 1,5V_{EH} + 1,75(V_{LS} + V_{BR})$$

$$M_u = 319871 \quad \text{kg.m}$$

$$V_u = 75396 \quad \text{kg}$$

Diseño por Flexión:

Momento último:	$M_u =$	3198707	kg.cm
Resistencia Característica del Hº:	$f'_c =$	280,00	kg/cm²
Resistencia Característica del Acero:	$f_y =$	5000,00	kg/cm²
Recubrimiento mínimo:	$r =$	5,00	cm
Altura :	$h =$	164,00	cm
Diámetro adop. de barra:	$\phi =$	25,00	mm
Ancho de la sección:	$b =$	30,00	cm
Ancho efectivo:	$be =$	190,00	cm

Altura efectiva (d).-

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \quad d = 159,0 \quad \text{cm}$$

Altura de compresiones (a).-

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_U}{f'_c * b * d^2}} \right) \quad a = 1,733 \quad \text{cm}$$

Armadura necesaria (As).-

$$As_{nec} = \frac{0,85 * f'_c * b * a}{f_y} \quad As = 15,7 \quad \text{cm}^2$$

Armadura mínima.-

Para la determinación de la armadura mínima y máxima se lo determina para el ancho "b" de la viga. Tomaremos una cuantía mínima de $\rho_{min} = 0,0033$

$$As_{min} = \rho_{min} * b * h \quad As_{min} = 16,236 \quad \text{cm}^2$$

Armadura máxima.-

La cuantía balanceada es:

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{6000}{6000 + f_y}$$

$$\beta_1 = 0,65 \quad \text{No debe ser menor que } 0,65$$

$$\rho_b = 0,0033$$

Por lo tanto la armadura máxima será igual a:

$$A_{s \text{ máx}} = 0.75 \rho_b * b * d$$

$$A_{s \text{ max}} = 94,87 \text{ cm}^2$$

Se usara la armadura minima

$$A_{s \text{ neces}} = 16,236 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$N^{\circ} \text{ fierros} = \frac{A_s}{A_{\phi}}$$

Φ (mm)	A(cm ²)	N°	Asreal	S(m)
12	1,131	14,4	16,236	0
16	2,011	8,1	16,236	0
20	3,142	5,2	16,236	0
25	4,909	3,3	16,236	-

$$N^{\circ} \text{ fierros} = 3,3 \approx 4$$

Finalmente USAR:

As. Principal 4 ϕ 25

Diseño a cortante.

Resistencia al esfuerzo cortante del hormigon (v_c)

$$v_c = 0,1667 * \sqrt{f'_c} \quad 88,21 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante ultimo de diseño:

$$v_U = \frac{V_U}{\phi * b * d}$$

Cortante ultimo de calculo: $V_U = 75396 \text{ kg}$

Canto util: $d = 158,99 \text{ cm}$

Coeficiente de seguridad para cortante: $\phi = 0,85$

Ancho que soporta el corte: $b = 30,00 \text{ cm}$

$$v_U = 185,97 \text{ kg/cm}^2$$

Como: $v_U = 185,97 \text{ kg/cm}^2 > v_c = 88,21 \text{ kg/cm}^2$

$v_U = 185,97 \text{ kg/cm}^2 > v_c/2 = 44,10 \text{ kg/cm}^2$

REQUIERE ARMADURA DE CORTE!!!!

Por lo cual se dispone armadura de refuerzo que resista el esfuerzo cortante solisitante para un diametro asumido determinando el espaciamiento para el mismo.

$$s = \frac{A_v * f_y}{v_U}$$

$$S = \frac{b}{(v_u - v_c) * b}$$

Asumo un fierro de $\phi =$

12 mm

Para dos piernas.

Entonces el área de corte que resiste es igual a:

$$Av = 2,26 \text{ cm}^2$$

Lo que nos da un espaciamiento de:

$$S = 45,18 \text{ cm}$$

Finalmente USAR:

ϕ

12

mm

c/

30

cm

SECCIÓN 2:

$$H = 12,2 \text{ m}$$

a) Fuerza de Frenado (BR):

$$BR = 8282 \text{ kg/m}^2$$

$$Y_{BR} = 14,00 \text{ m}$$

b) Sobrecarga Viva (LS):

$$P = 243 \text{ kg/m}^2$$

$$LS_x = 2960 \text{ kg/m}$$

$$Y_{LS} = 6,1 \text{ m}$$

c) Empuje del Suelo (EH):

$$P = 5257 \text{ kg/m}^2$$

$$EH = 32065 \text{ kg/m}$$

$$EH_x = 30131 \text{ kg/m}$$

$$Y_{EH} = 4,07 \text{ m}$$

Cálculo del Momento y Cortante último:

RESISTENCIA I.-

$$M_U = 1,5M_{EH} + 1,75(M_{LS} + M_{BR})$$

$$Mu = 794797 \text{ kg.m}$$

$$V_U = 1,5V_{EH} + 1,75(V_{LS} + V_{BR})$$

$$Vu = 123254 \text{ kg}$$

Diseño por Flexión:

Momento último:

$$Mu = 79479662 \text{ kg.cm}$$

Resistencia Característica del H°:

$$f'c = 280,00 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia Característica del Acero:

$$fy = 5000,00 \text{ kg/cm}^2$$

Recubrimiento mínimo:

$$r = 5,00 \text{ cm}$$

Altura :

$$h = 213,00 \text{ cm}$$

Diámetro adop. de barra:

$$\phi = 25,00 \text{ mm}$$

Ancho de la sección:

$$b = 30,00 \text{ cm}$$

Ancho efectivo:

$$be = 190,00 \text{ cm}$$

Altura efectiva (d).-

$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2} \quad \mathbf{d = 208,0 \quad m}$$

Altura de compresiones (a).-

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_U}{f'_c * b * d^2}} \right) \quad \mathbf{a = 4,13 \quad m}$$

Armadura necesaria (As).- $As_{nec} = \frac{0,85 * f'_c * b * a}{f_y} \quad \mathbf{As = 37,38 \quad cm^2}$

Armadura mínima.-

Para la determinación de la armadura mínima y máxima se lo determina para el ancho "b" de la viga. Tomaremos una cuantía mínima de $\rho_{min} = 0,0033$

$$As_{min} = \rho_{min} * b * h \quad \mathbf{As_{min} = 21,087 \quad cm^2}$$

Armadura máxima.-

La cuantía balanceada es: $\rho_b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{6000}{6000 + f_y}$

$\beta_1 = 0,65$ No debe ser menor que 0,65

$$\rho_b = 0,0169$$

Por lo tanto la armadura máxima será igual a:

$$As_{máx} = 0,75 \rho_b * b * d$$

$$\mathbf{As_{max} = 78,98 \quad cm^2}$$

Como la armadura de cálculo está dentro del rango de la armadura mínima y la máxima, quiere decir que el diámetro adoptado es el correcto.

$$\mathbf{As_{neces} = 37,379 \quad cm^2/m}$$

$$N^{\circ} \text{fierros} = \frac{As}{A\emptyset}$$

Φ (mm)	A(cm ²)	N°	Asreal	S(m)
12	1,131	1	1,131	0
16	2,011	1	2,011	0
20	3,142	1	3,142	0
25	4,909	8	39,270	-

$$N^{\circ} \text{fierros} = 7,61 \approx 8$$

Finalmente USAR:

25

Diseño a cortante.

Resistencia al esfuerzo cortante del hormigon (v_c)

$$v_c = 0,1667 * \sqrt{f'_c} \quad 882,09 \quad \text{kg/m}^2$$

Esfuerzo cortante ultimo de diseño:

$$v_U = \frac{V_U}{\phi * b * d}$$

Cortante ultimo de calculo: $V_U = 123254 \text{ kg}$

Canto util: $d = 207,99 \text{ cm}$

Coeficiente de seguridad para cortante: $\phi = 0,85$

Ancho que soporta el corte: $b = 30,00 \text{ cm}$

$$v_U = 2323,93 \text{ kg/m}^2$$

Como: $v_U = 2323,93 \text{ kg/m}^2 > v_C = 882,09 \text{ kg/m}^2$

$$v_U = 2323,93 \text{ kg/m}^2 > v_C/2 = 441,05 \text{ kg/m}^2$$

REQUIERE ARMADURA DE CORTE!!!!

Por lo cual se dispone armadura de refuerzo que resista el esfuerzo cortante solicitante para un diametro asumido determinando el espaciamiento para el mismo.

$$S = \frac{A_v * f_y}{(v_u - v_c) * b}$$

Asumo un fierro de $\phi = 12$ mm Para dos piernas.

Entonces el área de corte que resiste es igual a: $A_v = 2,26 \text{ cm}^2$

Lo que nos da un espaciamiento de: $S = 28,03 \text{ cm}$

Finalmente USAR:

 ϕ 12 mm c/ 25 cm

Armadura de Distribución:

d = 208,0 cm

$$b_w = 30,00 \text{ cm}$$

El área de refuerzo para cortante paralelo al refuerzo de tracción por flexión, A_{vh} , no debe ser menos de:

$$A_{vh} = 0,0015 \cdot b_w \cdot S$$

Donde: $S \leq 30 \text{ cm}$

$$S \leq \frac{d}{5}$$

$S \leq 41,60 \text{ cm}$

$A_v = 1,35 \text{ cm}^2$

Φ (mm)	A(cm ²)	N°	Asreal	S(m)
10	0,785	2	1,571	0
12	1,131	1	1,131	0
16	2,011	1	2,011	0

N°fierros = 1,7 $\approx$ 2

Finalmente USAR:

As. Vertical.- 2 ϕ 10 en ambas caras del contrafuerte

CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN:

CÁLCULO DE LA PUNTERA:

$L_{PUNTERA} = 2,50 \text{ m}$

El cálculo de la puntera no reviste ninguna variación respecto al diseño de muros en voladizo. Su dimensionamiento se realiza para los esfuerzos de diseño obtenidos a partir del voladizo y en caso de no resistir a esfuerzo cortante deberá incrementarse el canto del mismo y como consecuencia el canto del talón.

$F_v = 147826 \text{ kg}$ $2 \cdot X_0 = 6,49 \text{ m}$ CASO I

$F_v = 122449 \text{ kg}$ $2 \cdot X_0 = 6,68 \text{ m}$ CASO II

Trabajamos con el máximo;

$F_v = 147826 \text{ kg}$ $2 \cdot X_0 = 6,49 \text{ m}$

Cortante.- El cortante se calcula a d de la sección de análisis.

$V_{DC} = 408000 \text{ kg/m}$ Cortante debido al peso de la zapata.

$V_{EV} = 31602 \text{ kg/m}$ Cortante debido al peso del suelo de relleno.

$V_{Fv} = 38705 \text{ kg/m}$ Cortante debido a los esfuerzos.

Momento.- El momento se calcula en la cara del estribo:

$$\begin{aligned} M_{DC} &= 7500 \text{ kg.m/m} && \text{Momento debido al peso de la zapata.} \\ M_{EV} &= 58092 \text{ kg.m/m} && \text{Momento debido al peso del suelo de relleno.} \\ M_{FV} &= 71149 \text{ kg.m/m} && \text{Momento debido a los esfuerzos.} \end{aligned}$$

Solicitaciones de Diseño:

$$\begin{aligned} M_u &= 5556,6 \text{ kg/m} \\ V_u &= -400897 \text{ kg*m/m} \end{aligned}$$

Diseño por Flexión:

Momento último:	$M_u =$	555659	kg.cm
Resistencia Característica del Hº:	$f'_c =$	280,00	kg/cm²
Resistencia Característica del Acero:	$f_y =$	5000,00	kg/cm²
Recubrimiento mínimo:	$r =$	5,00	cm
Altura :	$h =$	80,00	cm
Diámetro adop. de barra:	$\phi =$	20,00	mm
Ancho de la sección:	$b =$	100,00	cm

Altura efectiva (d).-

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \quad d = 74,0 \text{ m}$$

Altura de compresiones (a).-

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_u}{f'_c * b * d^2}} \right) \quad a = 1,332 \text{ m}$$

Armadura necesaria (As).- $As_{nec} = \frac{0,85 * f'_c * b * a}{f_y} \quad As = 6,34 \text{ cm}^2$

$$As_{min} = \rho_{min} * b * h$$

Cuantía mínima: $\rho_{min} = 0,00155$ Para acero de $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$

$$As_{min} = 15,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As = 6,339 \text{ cm}^2/\text{m} < As_{min} = 15,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

iiiiiiiiii USAR As MINIMO !!!!!!!!!!!

$$As_{neces} = 15,500 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$N^\circ \text{ fierros} = \frac{As}{A\phi}$$

Φ (mm)	A(cm²)	Nº	Asreal	S(m)
12	1,131	1	1,131	0
16	2,011	1	2,011	0
20	3,142	6	18,850	0,2

$$N^{\circ}\text{fierros} = 4,9 \approx 5$$

Finalmente USAR:

As. Principal ϕ **20** **c/** **20** **cm**

Armadura Transversal:

Para disponer la armadura transversal usamos As mín:

$$As_{min} = 15,500 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$N^{\circ}\text{fierros} = \frac{As}{A\phi}$$

Φ (mm)	A(cm ²)	N°	Asreal	S(m)
12	1,131	1	1,131	0
16	2,011	1	2,011	0
20	3,142	6	18,850	0,2

$$N^{\circ}\text{fierros} = 4,9 \approx 5$$

Finalmente USAR:

As. Secundaria ϕ **20** **c/** **20** **cm**

Verificación a Corte:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

V_u = Fuerza cortante mayorada en la seccion considerada.

V_n = Resistencia nominal al cortante.

ϕ = Factor de reducción de resistencia.

$$V_n \leq V_c + V_s$$

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por acero de refuerzo.

Cálculo de la Tension Cortante:

$$\phi = 0,85$$

$$V_u \leq \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d} \quad V_u = 39829 \text{ kg/m}^2$$

El concreto resiste:

$$v_c = 0,1667 * \sqrt{f'_c} \quad V_c = 88209 \text{ kg/m}^2$$

CONDICION:

Entonces.-

$$39829 \leq 88209$$

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

No requiere refuerzo por cortante

CÁLCULO DEL TALÓN:

$$L_{\text{TALON}} = 3,10 \quad \text{m}$$

El Talón, tal y como sucede con los muros ménsula, se encuentra sometido a varias fuerzas. De estas las más importantes son:

1.- Tensiones debidas a la reacción del suelo de cimentación (ascendente).

$$F_v = 147826 \quad \text{kg} \quad 2.X_0 = 6,49 \quad \text{m} \quad \text{CASO I}$$

$$F_v = 122449 \quad \text{kg} \quad 2.X_0 = 6,68 \quad \text{m} \quad \text{CASO II}$$

Trabajamos con el minimo;

$$F_v = 122449 \quad \text{kg} \quad 2.X_0 = 6,68 \quad \text{m}$$

2.- Peso del relleno que actúa directamente sobre este elemento (Descendente):

$$q_{EV} = 27999 \quad \text{kg/m} \quad (\text{Mayorada por sus debidos factores}).$$

3.- Peso propio del Talón:

$$q_{CD} = 2400 \quad \text{kg/m} \quad (\text{Mayorada por sus debidos factores}).$$

4.- Par de cargas equivalente al efecto del momento M_p transmitido por la puntera del Talón:

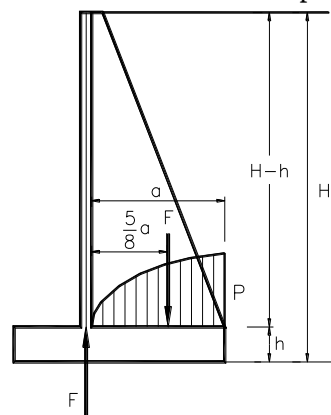


Fig. 5.3 : Carga ficticia transmitida por la puntera, según HUNTINGTON

De acuerdo con la Figura:

$$p = 2,4 \cdot \frac{M_p}{(L_2)^2}$$

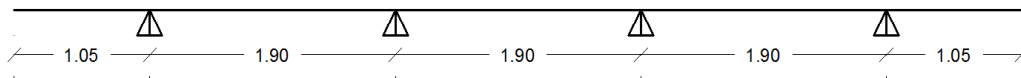
Donde:

p = Presión máxima de la carga ficticia en el extremo del talón.
Mp = Momento flector máximo en la puntera.
L₂ = Longitud del talón.

$$\begin{aligned} M_p &= 5556,6 \text{ kg.m} \\ p &= 1387,70 \text{ kg/m}^2 \\ q_p &= 1387,70 \text{ kg/m} \quad (\text{Mayorada por sus debidos factores}). \end{aligned}$$

$$\text{Carga Total:} \quad q_T = 50103,82 \text{ kg/m}$$

Al igual que la losa de alzado se tiene la siguiente discretizacion



Momentos y Cortante de Diseño:

$$\begin{aligned} M_u (+) &= 10557 \text{ kg.m} \\ M_u (-) &= 29025 \text{ kg.m} \\ V_{u(d)} &= 58349 \text{ kg} \end{aligned}$$

Diseño por Flexión: (As+)

Momento último:	$M_u =$	1055707	kg.cm
Resistencia Característica del Hº:	$f'_c =$	280,00	kg/cm ²
Resistencia Característica del Acero:	$f_y =$	5000,00	kg/cm ²
Recubrimiento mínimo:	$r =$	5,00	cm
Altura :	$h =$	80,00	cm
Diámetro adop. de barra:	$\phi =$	20,00	mm
Ancho de la sección:	$b =$	100,00	cm

Altura efectiva (d).-

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \quad \mathbf{d = 74,0 \text{ cm}}$$

Altura de compresiones (a).-

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_U}{f'_c * b * d^2}} \right) \quad a = 3,780 \text{ cm}$$

Armadura necesaria (As).-

$$As_{nec} = \frac{0,85 * f'_c * b * a}{f_y} \quad As = 17,99 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = \rho_{min} * b * h$$

Cuantía mínima: $\rho_{min} = 0,00155$ Para acero de $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$

$$As_{min} = 12,400 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As = 17,994 \text{ cm}^2/\text{m} > As_{min} = 12,400 \text{ cm}^2/\text{m}$$

iiiiiii USAR As CALCULADO !!!!!!!!!!!

$$As_{neces} = 17,994 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$N^\circ \text{fierros} = \frac{As}{A\phi}$$

Φ (mm)	A(cm ²)	N°	Asreal	S(m)
12	1,131	1	1,131	0
16	2,011	1	2,011	0
20	3,142	6	18,850	0,2

$$N^\circ \text{fierros} = 5,7 \approx 6$$

Finalmente USAR:

As. Principal ϕ 20 c/ 20 cm

Diseño por Flexión: (As-)

Momento último:	$M_u =$	2902535	kg.cm
Resistencia Característica del H°:	$f'_c =$	280,00	kg/cm ²
Resistencia Característica del Acero:	$f_y =$	5000,00	kg/cm ²
Recubrimiento mínimo:	$r =$	5,00	cm
Altura :	$h =$	80,00	cm
Diámetro adop. de barra:	$\phi =$	20,00	mm
Ancho de la sección:	$b =$	100,00	cm

Altura efectiva (d).-

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \quad d = 74,000 \text{ cm}$$

Altura de compresiones (a).-

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_u}{f'_c * b * d^2}} \right) \quad a = 3,746 \text{ m}$$

Armadura necesaria (As).- $As_{nec} = \frac{0,85 * f'_c * b * a}{f_y} \quad As = 17,83 \text{ cm}^2$

$$As_{min} = \rho_{min} * b * h$$

Cuantía mínima: $\rho_{min} = 0,00155$ Para acero de $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$

$$As_{min} = 12,400 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As = 17,831 \text{ cm}^2/\text{m} > As_{min} = 12,400 \text{ cm}^2/\text{m}$$

iiiiiii USAR As CALCULADO !!!!!!!!!

$$As_{neces} = 17,831 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$N^{\circ} \text{fierros} = \frac{As}{A\phi}$$

Φ (mm)	A(cm ²)	N°	Asreal	S(m)
12	1,131	1	1,131	0
16	2,011	1	2,011	0
20	3,142	6	18,850	0,2

$$N^{\circ} \text{fierros} = 5,7 \approx 6$$

Finalmente USAR:

As. Principal ϕ **20** c/ **20** cm

Armadura Transversal:

Para disponer la armadura transversal usamos As mín:

$$As_{min} = 12,400 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$N^{\circ} \text{fierros} = \frac{As}{A\phi}$$

Φ (mm)	A(cm ²)	N°	Asreal	S(m)
12	1,131	1	1,131	0
16	2,011	1	2,011	0
20	3,142	6	18,850	0,333333

$$N^{\circ} \text{fierros} = 3,9 \approx 4$$

Finalmente USAR:

As. Secundaria ϕ **20** c/ **20** cm

Verificación a Corte:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

$$V_u = \text{Fuerza cortante mayorada en la seccion considerada.}$$

V_n = Resistencia nominal al cortante.

ϕ = Factor de reducci3n de resistencia.

$$V_n \leq V_c + V_s$$

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por acero de refuerzo.

C3lculo de la Tension Cortante:

$$\phi = 0,85$$

$$V_u \leq \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d} \quad V_u = 17000 \text{ kg/m}^2$$

El concreto resiste:

$$v_c = 0,1667 \cdot \sqrt{f'_c} \quad V_c = 88209 \text{ kg/m}^2$$

CONDICION:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

$$\text{Entonces.-} \quad 17000 \leq 88209$$

No requiere refuerzo por cortante

DISEÑO DE LA LOSA DE APROXIMACI3N::

Para la losa de aproximaci3n se usa simplemente armadura m3nima:

DATOS:

$$\begin{array}{llll} h = & 20,00 & \text{cm} & \\ b = & 100,00 & \text{cm} & \\ \text{recub} = & 5,00 & \text{cm} & \\ d = & 14,50 & \text{cm} & \end{array} \quad \text{Asumo; } \phi = 10 \text{ mm}$$

Armadura Transversal:

Para disponer la armadura transversal usamos A_s m3n:

$$A_s \text{ min} = 2,610 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$N^\circ \text{ fierros} = \frac{A_s}{A\phi}$$

Φ (mm)	A(cm ²)	N°	Asreal	S(m)
10	0,785	4	3,142	0,333333

12	1,131	1	1,131	0
16	2,011	1	2,011	0

$$N^{\circ}\text{fierros} = 3,3 \approx 4$$

Finalmente USAR:

$$\phi \quad 10 \quad c/ \quad 30 \quad \text{cm}$$

Para el diseño de los aleros es de manera similar al del diseño del estribo solo se mostraran los resultados puesto que el analisis es el mismo

PREDIMENSIONAMIENTO:

DIMENSIÓN		VALORES		
		RECOMENDADO	ADOPTADO	
Altura Total del Alero;	H =	-	13,00	m
Altura de la Pantalla;	H' =	-	12,20	m
Ancho de la Zapata;	B =	H/2-2H/3	6,0	m
Altura de la Zapata;	D =	H/12	0,80	m
Ancho del pie de la Zapata;	L1 =	H/6-2H/9 o (B/3)	2,50	m
Ancho del talón de la Zapata;	L2 =	-	3,10	m
Ancho de la Pantalla;	t =	(t ≥ 30cm)	0,4	m
Base del Contrafuerte;	b =	-	2,15	m
Separación Contrafuertes;	Sc =	-	2,45	m
Espesor del Contrafuerte;	e _c =	≥ 20cm	0,30	m

CALCULO DE ARMADURAS:

CÁLCULO DE LA LOSA DEL ALZADO:

Armadura horizontal

Momentos y Cortante de Diseño:

$$\begin{aligned} M_u (+) &= 7020 \text{ kg.m} \\ M_u (-) &= 12470 \text{ kg.m} \\ V_u (d) &= 11026 \text{ kg} \end{aligned}$$

Finalmente USAR:

$$\begin{aligned} \text{As. Principal (+)} & \quad \phi \quad 12 \quad c/ \quad 20 \quad \text{cm} \\ \text{As. Principal (-)} & \quad \phi \quad 16 \quad c/ \quad 20 \quad \text{cm} \end{aligned}$$

Armadura vertical

Momentos y Cortante de Diseño:

$$\begin{aligned} M_u (+) &= 1762 \text{ kg.m} \\ M_u (-) &= -7047 \text{ kg.m} \\ V_{u(d)} &= 4932 \text{ kg} \end{aligned}$$

Finalmente USAR:

<i>As. Principal (+)</i>	ϕ	12	c/	20	cm
<i>As. Principal (-)</i>	ϕ	12	c/	20	cm

CÁLCULO DE LOS CONTRAFUERTE:

SECCIÓN 1:

$$\begin{aligned} M_u &= 77393,6 \text{ kg.m} \\ V_u &= 36658,0 \text{ kg} \end{aligned}$$

Finalmente USAR:

<i>As. Principal</i>		4	ϕ	25	
<i>As. De Corte</i>	ϕ	12	mm	c/	30 cm

SECCIÓN 2:

$$\begin{aligned} M_u &= 30957 \text{ kg.m} \\ V_u &= 7332 \text{ kg} \end{aligned}$$

Finalmente USAR:

<i>As. Principal</i>		8	ϕ	25	
<i>As. De Corte</i>	ϕ	12	mm	c/	25 cm

Armadura de Distribución:

<i>As. Vertical.-</i>	2	ϕ	10	en ambas caras del contrafuerte	
-----------------------	---	--------	----	---------------------------------	--

CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN:

CÁLCULO DE LA PUNTERA:

Solicitaciones de Diseño:

$$M_u = 32279,87 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 19856,23 \text{ kg.m/m}$$

Finalmente USAR:

<i>As. Principal</i>	ϕ	20	c/	20	cm
<i>As. Secundaria</i>	ϕ	20	c/	20	cm

CÁLCULO DEL TALÓN:**Momentos y Cortante de Diseño:**

$$M_u (+) = 31990 \text{ kg.m}$$

$$M_u (-) = 56870 \text{ kg.m}$$

$$V_u (d) = 23210 \text{ kg}$$

Finalmente USAR:

<i>As. Principal (+)</i>	ϕ	20	c/	20	cm
<i>As. Principal (-)</i>	ϕ	20	c/	20	cm
<i>Armadura Transversal:</i>					
<i>As. Secundaria</i>	ϕ	20	c/	20	cm

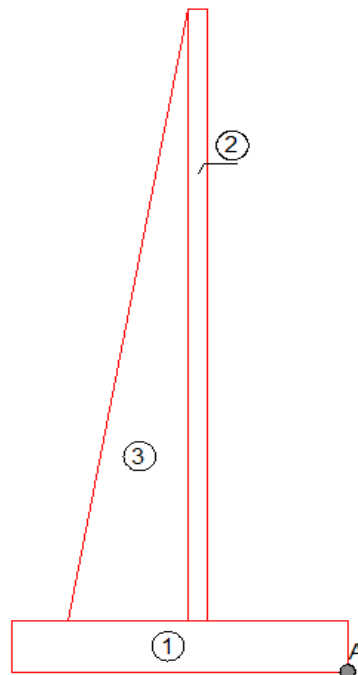
DISEÑO DE ALEROS

$f'_c =$	280	kg/cm ²	Resistencia Característica del Hormigón.
$\gamma_{H^o} =$	2400	kg/m ³	Peso específico del Hormigón.
$f_y =$	5000	kg/cm ²	Resistencia del Acero Estructural
$E_s =$	2000000	kg/cm ²	Módulo de elasticidad del Acero.
$\gamma_s =$	1700	kg/m ³	Peso específico del Terraplén.
$\sigma_{adm} =$	2,500	kg/cm ²	Esfuerzo admisible del suelo.

El predimensionamiento se lo hara en funcion al estribo y se lo detalla en el siguiente cuadro

PREDIMENSIONAMIENTO:

DIMENSIÓN		VALORES		
		RECOMENDADO	ADOPTADO	
Altura Total del Alero;	H =	-	13,00	m
Altura de la Pantalla;	H' =	-	12,20	m
Ancho de la Zapata;	B =	H/2-2H/3	6,0	m
Altura de la Zapata;	D =	H/12	0,80	m
Ancho del pie de la Zapata;	L1 =	H/6-2H/9 o (B/3)	2,50	m
Ancho del talón de la Zapata;	L2 =	-	3,10	m
Ancho de la Pantalla;	t =	(t $\geq$ 30cm)	0,4	m
Base del Contrafuerte;	b =	-	2,15	m
Separación Contrafuertes;	Sc =	-	2,45	m
Espesor del Contrafuerte;	e _c =	$\geq$ 20cm	0,30	m



CARGAS VERTICALES (Considerando franjas de 1m de longitud de estribo)

Cargas DC

Peso propio de H°A°

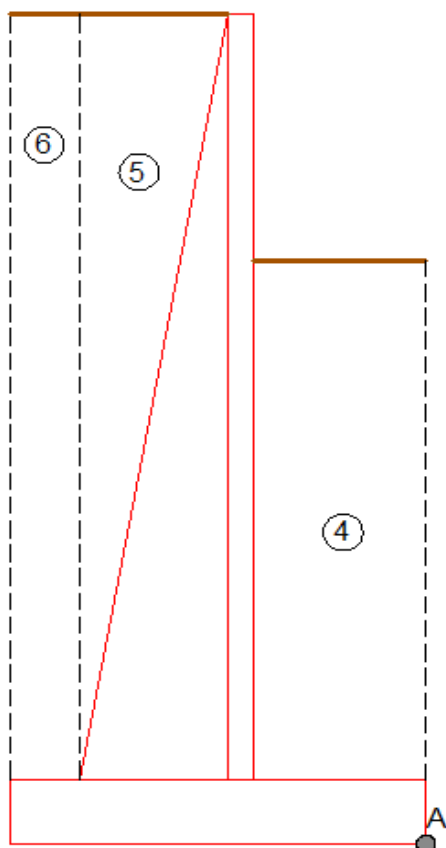
Elemento	Volumen (m3)	DC kg/m	X _A m	Y _A m	X _A *DC kg*m/m	Y _A *DC kg*m/m
1	4,80	11520	3,00	0,40	34560	4608
2	4,88	11712	2,70	6,90	31622	80813
3	12,50	30011	3,58	4,87	107529	146052
Σ=		53243			173711	231473

DC= 53243 kg/m

X_A= 3,26 m

Y_A= 4,35 m

Cargas EV (peso del terreno)



Elemento	Volumen m3	EV kg/m	X _A m	Y _A m	X _A *EV kg*m/m	Y _A *EV kg*m/m
4	8,00	13600	1,25	2,40	17000	32640
5	12,50	21250	4,27	8,93	90667	189833
6	12,81	21777	5,48	6,90	119229	150261
Σ=		56627			226896	372735

EV= 56627 kg/m

$$X_A = 4,01 \text{ m}$$

$$Y_A = 6,58 \text{ m}$$

Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Altura equivalente de suelo por S/C (Tabla 3.11.6.4-1):

Por cargas vehiculares actuando sobre el terreno, agregamos una porción equivalente de suelo. En este caso para $H = 13 \text{ m}$, $h' = 0.60 \text{ m}$.

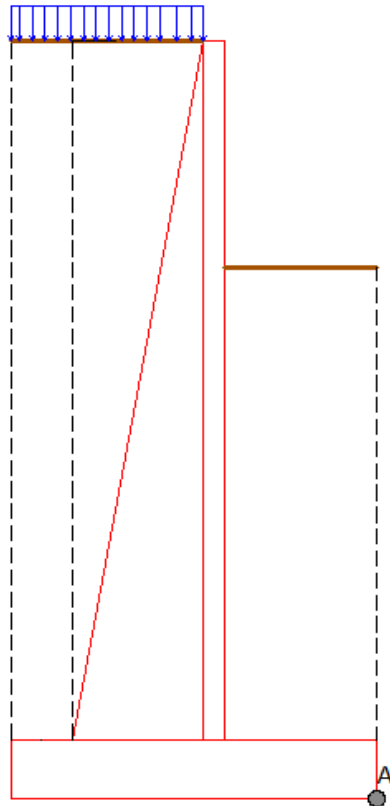


Tabla 3.11.6.4-1 – Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico

Altura del estribo (mm)	h_{eq} (mm)
1500	1200
3000	900
≥ 6000	600

$$LS_Y = 3162 \text{ kg/m}$$

$$X_A = 4,45 \text{ m}$$

Cargas EH (Presión lateral del terreno)

$$EH_v = 11685,90 \text{ kg/m}$$

$$X_A = 6,00 \text{ m}$$

Resumen de Cargas Verticales

CARGA	TIPO	V kg/m	X_A m	M_v kg*m/m
DC	DC	53243	3,26	173711
EV	EV	56627	4,01	226896
LS_Y	LS	3162	4,45	14071
EH_v	EH	11686	6,00	70115
$\Sigma =$		124718		484793

CARGAS HORIZONTALES (Considerando franjas de 1m de longitud de estribo)

Cálculo del coeficiente de empuje activo (Ka)

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi'_f)}{\Gamma * [\sin^2\theta * \sin(\theta - \delta)]}$$

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_f + \delta) * \sin(\phi'_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) * \sin(\theta + \beta)}} \right]^2$$

ϕ_f = ángulo de fricción interna =

30° del informe geológico (roca)

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el muro =

20,00°

β = ángulo del material del suelo con la horizontal =

0°

$$\delta = \frac{2}{3} * \phi'_f$$

Θ = ángulo de inclinación del muro del lado del terreno =

90°

Entonces;

$$\Gamma = 2,684$$

$$k_o = 0,297$$

Cargas actuantes:

Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva

$$P = K_a * h * \gamma$$

$$P = 242,61 \text{ kg/m}^2$$

$$LS_x = 3154 \text{ kg/m}$$

$$Y_A = 6,5 \text{ m}$$

Cargas EH (Presión lateral del terreno)

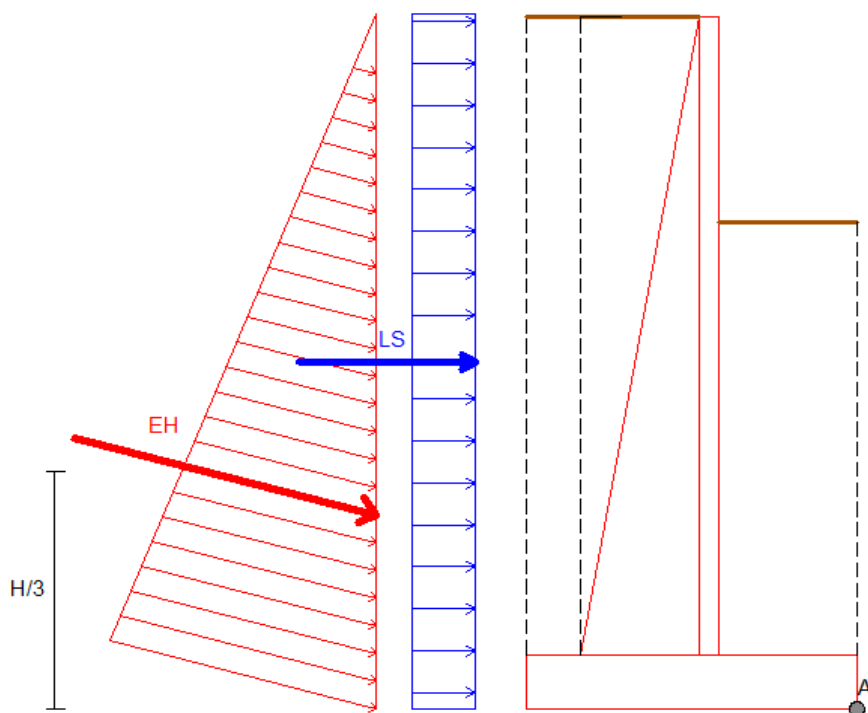
$$P = K_a * H * \gamma$$

$$P = 5257 \text{ kg/m}^2$$

$$EH = 34167 \text{ kg/m}$$

$$EH_x = 32107 \text{ kg/m}$$

$$Y_A = 4,33 \text{ m}$$



Resumen de Cargas Horizontales

CARGA	TIPO	H (KN/m)	Y _A (m)	M _H (KN*m/m)
LS _x	LS	3154	6,50	20500
EH _x	EH	32107	4,33	139129
Σ=		35261		159630

ESTADOS LÍMITES APLICABLES Y COMBINACIONES DE CARGAS

Tomamos en cuenta los estado límites de Resistencia I y Servicio I aplicables en este caso y con un valor $n = n_D n_R n_I = 1$

Para el chequeo de estabilidad al vuelco y deslizamiento observando en el gráfico las cargas actuantes, utilizamos los factores γ máximos para las cargas horizontales que generan vuelco alrededor del punto A y deslizamiento en la base (EH y LS) y los factores de carga γ mínimos en las cargas verticales que generan estabilidad (DC y EV) para de esta manera maximizar las condiciones críticas de vuelco y deslizamiento en la estructura. Este caso será denominado Ia.

Para el chequeo de presiones en la base empleamos los factores γ máximos en cargas verticales y horizontales para maximizar efectos. A este caso lo denominaremos Ib.

ALERO

CARGAS VERTICALES V _U					
TIPO	DC	EV	LS	EH	Σ=
CARGA	DC	EV	LS _v	EH _y	V _U (kg)
V(kg)=	53243	56627	3162	11686	99774
RES Ia	0,9	1	1,75	1,5	102086
	47919	56627	5534	17529	
RES Ib	1,25	1,35	1,75	1,5	132850
	66553,50	76446,45	5533,50	17528,85	
SERV I	1	1	1	1	99774
	53242,80	56627,00	3162	11685,90	

MOMENTO ESTABILIZADOR POR CARGAS VERTICALES M _{VU}					
TIPO	DC	EV	LS	EH	Σ=
CARGA	DC	EV	LS _v	EH _y	M _{VU} kg*m
M _{VU} kg*m	173711	226896	14071	70115	484793
RES Ia	0,90	1,00	1,75	1,50	513033
	156340	226896	24624	105173	
RES Ib	1,25	1,35	1,75	1,50	653245
	217139	306309	24624	105173	
SERV I	1,00	1,00	1,00	1,00	484793
	173711	226896	14071	70115	

CARGAS HORIZONTALES H _U			
TIPO	LS	EH	Σ=
CARGA	LS _x	EH _x	H _U (kg)
H(kg)=	3154	32107	28209
RES Ia	1,75	1,50	37576
	5519	48160	
RES Ib	1,75	1,50	42944
	5519	48160	
SERV I	1,00	1,00	28209
	3154	32107	

MOMENTOS DE VUELCO (M _{HU})			
TIPO	LS	EH	Σ=
CARGA	LS _x	EH _x	M _{HU} kg*m
M _{HU} kg*m	20500	139129	159630
RES Ia	1,75	1,50	244570
	35876	208694	
RES Ib	1,75	1,50	244570
	35876	208694	
SERV I	1,00	1,00	159630
	20500	139129	

CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

a) Vuelco alrededor del punto “A”

Cálculo de emáx:

- Estado límite de Resistencia (AASHTO, Art. 11.6.3.3):

Se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de la mitad central ($e \leq B/4$), excepto el caso de suelo rocoso en que se mantendrá en los $3/4$ centrales ($e \leq 3/8B$).

Es decir $e_{máx} = 3B/8 = 1,8$

$$X_o = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_U}$$

$$e = \frac{B}{2} - X_o$$

ESTADO	V _U kg	M _{VU} kg*m	M _{HU} kg*m	X _o m	e m	e _{max} m	OBS.
RESIS Ia	102086	513033	244570	3,29	0,29	1,8	iiiOK!!!
RESIS Ib	132850	653245	244570	3,38	0,38	1,8	iiiOK!!!
SERVICIO I	99774	484793	159630	3,42	0,42	1,8	iiiOK!!!

b) Deslizamiento en base del estribo

La resistencia mayorada contra la falla por resbalamiento, se puede tomar como:

$$Q_R = \phi * Q_n = \phi_\tau * Q_\tau + \phi_{ep} * Q_{ep}$$

Donde:

ϕ_τ = Factor de resistencia para la resistencia al corte entre el suelo y la fundación especificado en la Tabla 10.5.5-1 de la AASHTO-LRFD 2004

Q_τ = Resistencia nominal al Corte entre el suelo y la fundación (KN).

Q_{ep} = Resistencia pasiva nominal del suelo disponible durante la totalidad de la vida de diseño de la estructura (KN).

Con:

$$\mu = \tan \phi_f = 0,577 \quad (\text{Art. 10.6.3.3})$$

$\phi_\tau = 0.60$, estado límite de Resistencia

ESTADO	V_U kg	RESISTENTE	ACTUANTE H_U	OBS.
RESIS Ia	102086	38900,103	37575,640	!!!OK!!!
RESIS Ib	132850	46020,535	42943,589	!!!OK!!!
SERVICIO I	99774	34562,783	28208,54	!!!OK!!!

c) Presiones actuantes en la base del estribo

Para el cálculo de estos esfuerzos sobre el terreno, pueden utilizarse las fórmulas de flexión compuesta, que para un ancho $B = 1,0$ m son las siguientes:

$$\sigma_{max} = \frac{\sum(Fuerzas\ Verticales)}{B} * \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right) \quad \sigma_{min} = \frac{\sum(Fuerzas\ Verticales)}{B} * \left(1 - \frac{6 * e}{B}\right)$$

ESTADO	V_U kg	e m	σ_{max}	σ_{min}	OBS.	OBS.
RESIS Ia	102086	0,287	1,46	1,24	!!!OK!!!	!!!OK!!!
RESIS Ib	132849,84	0,384	2,04	1,31	!!!OK!!!	!!!OK!!!
SERVICIO I	99774,16	0,422	1,58	0,89	!!!OK!!!	!!!OK!!!

La capacidad de carga mayorada, q_R , en el estado límite de resistencia se deberá tomar como:

$$q_R = \phi * q_n$$

$q_n = q_{ult}$ = Capacidad de carga nominal (kg/cm²).

Resistencia admisible del Terreno

$$\sigma_{adm} = 2,50 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_{adm} = 2,50 \quad \text{kg/cm}^2$$

CALCULO DE ARMADURAS:

CÁLCULO DE LA LOSA DEL ALZADO:

Se hace suponiendo que la flexión principal es en sentido horizontal, como viga continua apoyada en los contrafuertes. Para hallar los momentos en el centro de cada vano se adopta la ley de presiones de la figura 5.1a, en cambio, los momentos en los apoyos sobre contrafuertes, se calculan para el esquema de presiones mostrado en la figura 5.1b.

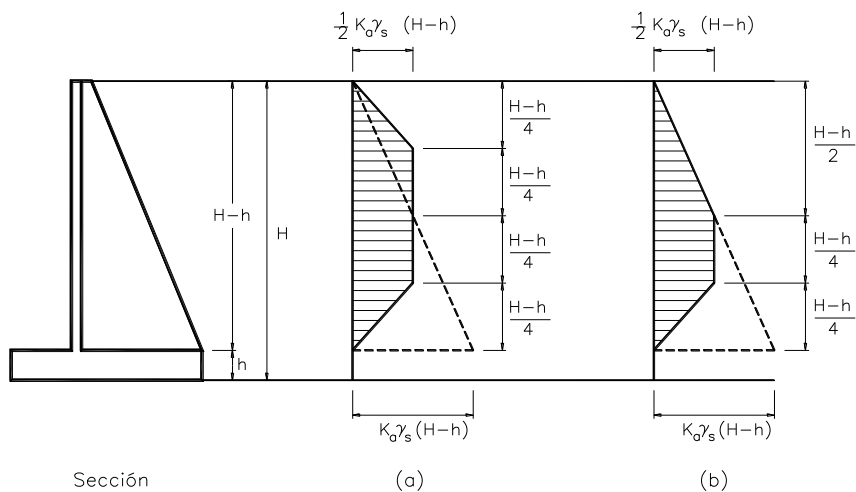


Fig. 5.1 Distribuciones de presiones en el alzado para muros de contrafuertes, según HUNTINGTON. a) Diagrama para el cálculo de los momentos máximos en los vanos. b) Diagrama para el cálculo de los momentos de apoyo sobre los contrafuertes.

a) Sobrecarga Viva (LS):

El aumento de la presión producido por una sobrecarga uniforme (LS) se calcula convirtiendo esta carga en una altura de tierra equivalente imaginaria h_{eq} por encima de la parte superior del muro:

$$\begin{aligned} h_{eq} &= 0,6 \quad \text{m} \\ P &= 243 \quad \text{kg/m}^2 \\ L_{sx} &= 3154 \quad \text{kg/m} \end{aligned}$$

Tabla 3.11.6.4-1 – Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico

Altura del estribo (mm)	h_{eq} (mm)
1500	1200
3000	900
≥ 6000	600

b) Empuje del Suelo (EH):

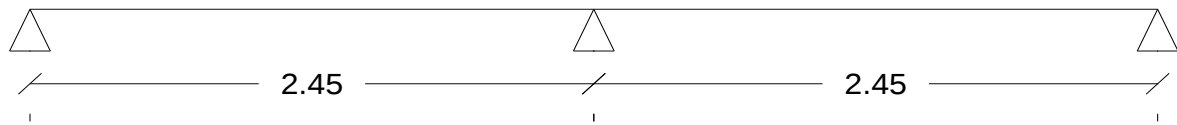
$$\begin{aligned} P &= 5257 \quad \text{kg/m}^2 \\ EH &= 34167 \quad \text{kg/m} \\ EH_x &= 32107 \quad \text{kg/m} \\ EH_x/2 &= 16053 \quad \text{kg/m} \end{aligned}$$

Carga Última de Diseño:

RESISTENCIA I.-

$$q_u = 1,5 * EH + 1,75 * (LS + BR)$$

$$q_u = 29599,4 \text{ kg/m}$$



Momentos y Cortante de Diseño:

$$M_u (+) = 12492,45 \text{ kg*m}$$

$$M_u (-) = 22208,8 \text{ kg*m}$$

$$V_{u(d)} = 45324,081 \text{ kg}$$

Diseño por Flexión: (As+)

Momento último:

$$M_u = 1249245 \text{ kg*cm}$$

Resistencia Característica del H°:

$$f'_c = 280,00 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia Característica del Acero:

$$f_y = 5000,00 \text{ kg/cm}^2$$

Recubrimiento mínimo:

$$r = 5,00 \text{ cm}$$

Altura :

$$h = 35,00 \text{ cm}$$

Diámetro adop. de barra:

$$\phi = 12,00 \text{ mm}$$

Ancho de la sección:

$$b = 100,00 \text{ cm}$$

Altura efectiva (d).-

$$d = h - r - \frac{\phi}{2}$$

$$d = 29,99 \text{ cm}$$

Altura de compresiones (a).-

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{M_u}{f'_c * b * d^2}} \right)$$

$$a = 1,348 \text{ cm}$$

Armadura necesaria (As).-

$$As = \frac{0.85 * f'_c * a * b}{f_y}$$

$$As = 6,42 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min} = \rho_{\min} * b * h$$

Cuantía mínima: $\rho_{\min} = 0,00155$ Para acero de $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$

$$As_{\min} = 5,425 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As = 6,416 \text{ cm}^2/\text{m} > As_{\min} = 5,425 \text{ cm}^2/\text{m}$$

iiiiiii USAR As CALCULADO !!!!!!!!!

$$As_{\text{neces}} = 6,416 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$N^{\circ} \text{fierros} = \frac{As}{A_{\phi}}$$

Φ (mm)	A(cm ²)	N°	Asreal	S(m)
12	1,131	6	6,786	0,2
16	2,011	1	2,011	0
20	3,142	1	3,142	0
25	4,909	1	4,909	0

$$N^{\circ}\text{fierros} = 6 \approx 6$$

Finalmente USAR:

As. Principal ϕ **12** c/ **20** **cm**

Diseño por Flexión: (As-)

Momento último:	$M_u =$	2220880	kg*cm
Resistencia Característica del H°:	$f'_c =$	280,00	kg/cm ²
Resistencia Característica del Acero:	$f_y =$	5000,00	kg/cm ²
Recubrimiento mínimo:	$r =$	5,00	cm
Altura :	$h =$	35,00	cm
Diámetro adop. de barra:	$\phi =$	12,00	mm
Ancho de la sección:	$b =$	100,00	cm

Altura efectiva (d).-

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \qquad d = 29,99 \text{ cm}$$

Altura de compresiones (a).-

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{M_u}{f'_c * b * d^2}} \right) \qquad a = 2,394 \text{ cm}$$

Armadura necesaria (As).- $As = \frac{0.85 * f'_c * a * b}{f_y} \qquad As = 11,39 \text{ cm}^2$

$$As_{\min} = \rho_{\min} * b * h$$

Cuantía mínima: $\rho_{\min} = 0,00155$ Para acero de $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$

$$As_{\min} = 5,425 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As = 11,395 \text{ cm}^2/\text{m} > As_{\min} = 5,425 \text{ cm}^2/\text{m}$$

iiiiiii USAR As CALCULADO !!!!!!!!!

$$As_{neces} = 11,395 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$N^{\circ}\text{fierros} = \frac{As}{A\phi}$$

Φ (mm)	A(cm ²)	N°	Asreal	S(m)
12	1,131	1	1,131	0
16	2,011	6	12,064	0,2
20	3,142	1	3,142	0
25	4,909	1	4,909	0

$$N^{\circ}\text{fierros} = 6 \approx 6$$

Finalmente USAR:

As. Principal ϕ **16** c/ **20** **cm**

Verificación a Corte:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección considerada.

V_n = Resistencia nominal al cortante.

ϕ = Factor de reducción de resistencia.

$$V_n \leq V_c + V_s$$

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por acero de refuerzo.

Cálculo de la Tension Cortante:

$$\phi = 0,85 \quad \text{para corte}$$

$$V_u \leq \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d}$$

$$V_u = 1778 \quad \text{kg/cm}^2$$

El concreto resiste:

$$v_c = 0,1667 * \sqrt{f'_c}$$

$$V_c = 88209 \quad \text{kg/cm}^2$$

CONDICION:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

Entonces.-

$$1777,77 \leq 88209$$

No requiere refuerzo por cortante

Verticalmente HUNTINGTON dice que los momentos flectores pueden ser calculados con suficiente precisión mediante los valores indicados en la figura 5.2. Estos momentos son los que soporta la sección media de cada panel, y por lo tanto se van reduciendo a medida que se aproximan a los contrafuertes. Esta reducción de momentos flectores sigue una ley aproximadamente parabólica, presentando sus máximos valores en la sección media de cada panel y anulándose en la zona de contrafuertes.



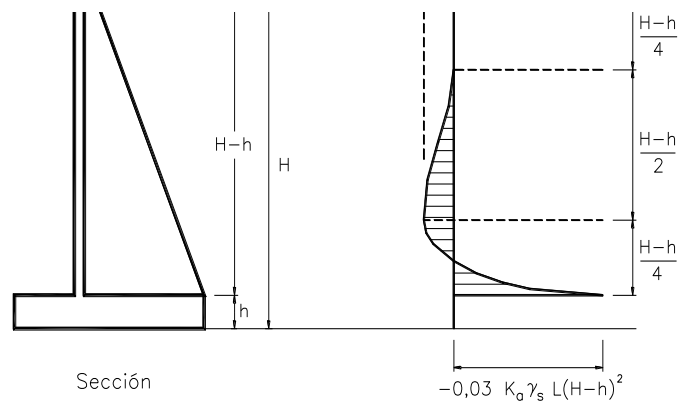


Fig. 5.2 Distribución de momentos flectores verticales máximos

a) Sobrecarga Viva (LS):

$$h_{eq} = 0,6 \text{ m} \quad \text{De Tabla 3.11.6.4-1}$$

b) Empuje del Suelo (EH):

$$\begin{aligned} \gamma_s &= 1700 \text{ kg/m}^3 \\ z &= 12,2 \text{ m} \\ k_0 &= 0,297 \end{aligned}$$

* Cálculo de Momentos Verticales:

$$M(+) = 0,0075 \cdot k \cdot \gamma_s \cdot S_c \cdot z^2 \quad M(+) = 311059 \text{ kg*m}$$

$$M(-) = -0,03 \cdot k \cdot \gamma_s \cdot S_c \cdot z^2 \quad M(-) = -1244238 \text{ kg*m}$$

$$V = 0,4 \cdot k_0 \cdot \gamma_s \cdot z \cdot S_c \quad V = 906497 \text{ kg}$$

Momentos y Cortante de Diseño:

$$\begin{aligned} M_u (+) &= 311059 \text{ kg*m} \\ M_u (-) &= -1244238 \text{ kg*m} \\ V_{u(d)} &= 906497 \text{ kg} \end{aligned}$$

Diseño por Flexión: (As+)

$$\text{Momento último:} \quad M_u = 311059 \text{ kg*cm}$$

Resistencia Característica del H°:	$f'c =$	280,00	kg/cm ²
Resistencia Característica del Acero:	$f_y =$	5000,00	kg/cm ²
Recubrimiento mínimo:	$r =$	5,00	cm
Altura :	$h =$	35,00	cm
Diámetro adop. de barra:	$\phi =$	12,00	mm
Ancho de la sección:	$b =$	100,00	cm

Altura efectiva (d).-

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \quad \mathbf{d = 29,994 \quad cm}$$

Altura de compresiones (a).-

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{M_U}{f'c * b * d^2}} \right) \quad \mathbf{a = 0,5 \quad cm}$$

Armadura necesaria (As).- $As = \frac{0.85 * f'c * a * b}{f_y} \quad \mathbf{As = 2,32 \quad cm^2}$

$$As_{min} = \rho_{min} * b * h$$

Cuantía mínima: $\rho_{min} = 0,00155$ Para acero de $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$

$$As_{min} = 5,425 \quad \mathbf{cm^2/m}$$

$$As = 2,324 \quad \mathbf{cm^2/m} < As_{min} = 5,425 \quad \mathbf{cm^2/m}$$

!!!!!! USAR As MINIMO !!!!!!!

$$As_{neces} = 5,425 \quad \mathbf{cm^2/m}$$

$$N^{\circ} \text{fierros} = \frac{As}{A\phi}$$

Φ (mm)	A(cm ²)	N°	Asreal	S(m)
12	1,131	6	6,786	0,25
16	2,011	1	2,011	0
20	3,142	1	3,142	0

$$N^{\circ} \text{fierros} = 5 \approx 5$$

Finalmente USAR:

As. Principal ϕ **12** c/ **20** **cm**

Diseño por Flexión: (As-)

Momento último: $M_u = 1244237,90 \text{ kg*cm}$

Resistencia Característica del Hº: $f'c = 280,00 \text{ kg/cm}^2$
 Resistencia Característica del Acero: $fy = 5000,00 \text{ kg/cm}^2$
 Recubrimiento mínimo: $r = 5,00 \text{ cm}$
 Altura : $h = 35,00 \text{ cm}$
 Diámetro adop. de barra: $\phi = 12,00 \text{ mm}$
 Ancho de la sección: $b = 100,00 \text{ cm}$
Altura efectiva (d).-

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \quad \mathbf{d = 29,994 \text{ cm}}$$

Altura de compresiones (a).-

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{M_U}{f'c * b * d^2}} \right) \quad \mathbf{a = 1,403 \text{ cm}}$$

Armadura necesaria (As).- $As = \frac{0.85 * f'c * a * b}{fy} \quad \mathbf{As = 6,68 \text{ cm}^2}$

$$As_{\min} = \rho_{\min} * b * h$$

Cuantía mínima: $\rho_{\min} = 0,0015$ Para acero de $fy = 5000 \text{ kg/cm}^2$

$$As_{\min} = 5,250 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As = 6,676 \text{ cm}^2/\text{m} > As_{\min} = 5,250 \text{ cm}^2/\text{m}$$

iiiiiii USAR As CALCULADO !!!!!!!!!

$$As_{\text{neces}} = 6,676 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$N^{\circ} \text{ fierros} = \frac{As}{A\phi}$$

$\Phi \text{ (mm)}$	$A(\text{cm}^2)$	N°	As_{real}	$S(\text{m})$
12	1,131	6	6,786	0,2
16	2,011	1	2,011	0
20	3,142	1	3,142	0
25	4,909	1	4,909	0

$$N^{\circ} \text{ fierros} = 6 \approx 6$$

Finalmente USAR:

As. Principal ϕ **12** c/ **20** **cm**

CÁLCULO DE LOS CONTRAFUERTE:

Los esfuerzos en cada contrafuerte se calculan para el voladizo de canto variable que representa, some

tido a las acciones horizontales de las fuerzas que actúan sobre el mismo (empuje + acción de sobrecarga + fuerza de frenado).

Como sección de cada contrafuerte se considera: el cuerpo del mismo, que viene a constituir el alma de la sección y parte del alzado contiguo delimitado por el ancho eficaz b_e . Como ancho eficaz de piezas en voladizo se puede tomar:

$$b_e = e_c + 0,3 \cdot (H - D) \leq (L + e_c)$$

Donde:

$e_c =$	0,30	m	Ancho del Contrafuerte.
$H =$	13,00	m	Altura total del Muro.
$D =$	0,80	m	Altura del Talón.
$L =$	2,15	m	Luz libre entre contrafuertes.

$$b_e = 3,96 \leq 2,45$$

$$b_e = 2,45 \text{ m}$$

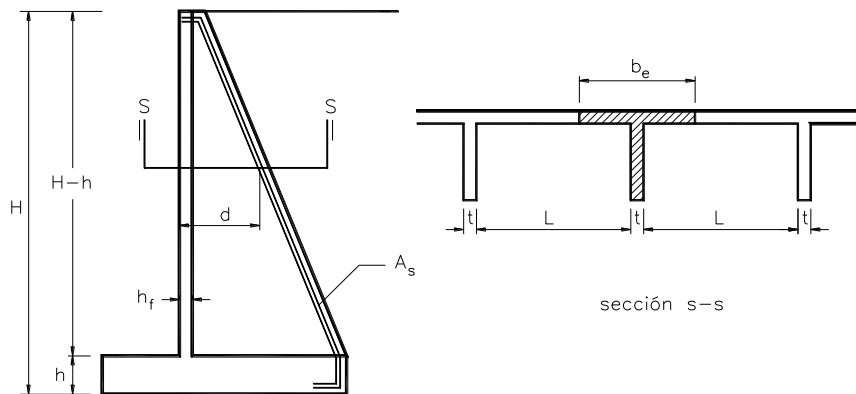
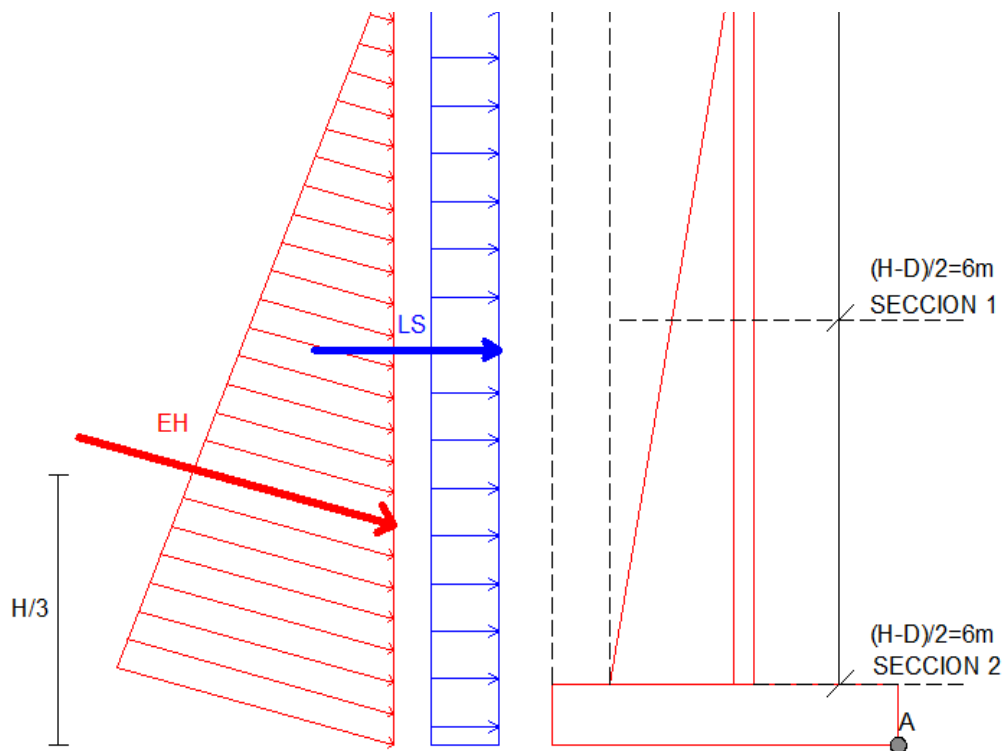


Fig. 5.4 Sección de cálculo del contrafuerte





SECCIÓN 1:

H = 6,1 m

a) Sobrecarga Viva (LS):

P= 8282 kg/m²
 LSx= 50523 kg/m
 Y_{LS}= 3,05 m

B) Empuje del Suelo (EH):

P= 5257 kg/m²
 EH= 16032 kg/m
 EHx= 15065 kg/m
 Y_{EH}= 2,03 m

Cálculo del Momento y Cortante último:

RESISTENCIA I.-

$$M_U = 1,5M_{EH} + 1,75(M_{LS} + M_{BR})$$

Mu = 773255 kg*m

$$V_U = 1,5V_{EH} + 1,75(V_{LS} + V_{BR})$$

Vu = 271981 kg

Diseño por Flexión:

Momento último:

Mu = 7732551 kg*cm

Resistencia Característica del Hº:	$f'c =$	280,00	kg/cm2
Resistencia Característica del Acero:	$fy =$	5000,00	kg/cm2
Recubrimiento mínimo:	$r =$	5,00	cm
Altura :	$h =$	141,00	cm
Diámetro adop. de barra:	$\phi =$	25,00	mm
Ancho de la sección:	$b =$	30,00	cm
Ancho efectivo:	$be =$	245,00	cm

Altura efectiva (d).-

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \quad \mathbf{d = 135,988 \text{ m}}$$

Altura de compresiones (a).-

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{M_U}{f'c * b * d^2}} \right) \quad \mathbf{a = 1,305 \text{ m}}$$

Armadura necesaria (As).-

$$As = \frac{0.85 * f'c * a * be}{fy} \quad \mathbf{As = 15,22 \text{ cm}^2}$$

Armadura mínima.-

Para la determinación de la armadura mínima y máxima se lo determina para el ancho "b" de la viga.
Tomaremos una cuantía mínima de $\rho_{min} = 0,0033$

$$As_{min} = \rho_{min} * b * h \quad \mathbf{As_{min} = 13,959 \text{ cm}^2}$$

Armadura máxima.-

La cuantía balanceada es:

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{fy} * \frac{6000}{6000 + fy}$$

$$\beta_1 = 0,65 \quad \text{No debe ser menor que } 0,65$$

$$\rho_b = 0,0169$$

Por lo tanto la armadura máxima será igual a:

$$As_{max} = 0.75 \rho_b * b * d$$

$$\mathbf{As_{max} = 51,64 \text{ cm}^2}$$

Como la armadura de cálculo está dentro del rango de la armadura mínima y la máxima, quiere decir que el diámetro adoptado es el correcto.

$$\mathbf{As_{neces} = 15,224 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$N^\circ \text{fierros} = \frac{As}{A\phi}$$

Φ (mm)	A(cm²)	Nº	Asreal	S(m)
12	1,131	1	1,131	0
16	2,011	1	2,011	0

Finalmente USAR:

ϕ 12 mm c/ 30 cm

SECCIÓN 2: H = 12,2 m

a) Sobrecarga Viva (LS):

P= 242,61 kg/m²
LSX= 2959,842 kg/m
Y_{LS}= 6,1 m

b) Empuje del Suelo (EH):

P= 5256,51 kg/m²
EH= 32064,70 kg/m
EHX= 30130,97 kg/m
Y_{EH}= 4,07 m

Cálculo del Momento y Cortante último:

RESISTENCIA I.-

$$M_U = 1,5M_{EH} + 1,75(M_{LS} + M_{BR})$$

$$Mu = 527718 \text{ kg*m}$$

$$V_U = 1,5V_{EH} + 1,75(V_{LS} + V_{BR})$$

$$Vu = 123422 \text{ kg}$$

Diseño por Flexión:

Momento último:	$Mu = 52771826 \text{ kg*cm}$
Resistencia Característica del Hº:	$f'c = 280,00 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia Característica del Acero:	$fy = 5000,00 \text{ kg/cm}^2$
Recubrimiento mínimo:	$r = 5,00 \text{ cm}$
Altura :	$h = 215,00 \text{ cm}$
Diámetro adop. de barra:	$\phi = 25,00 \text{ mm}$
Ancho de la sección:	$b = 30,00 \text{ cm}$
Ancho efectivo:	$be = 250,00 \text{ cm}$

Altura efectiva (d).-

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \quad d = 209,988 \text{ cm}$$

Altura de compresiones (a).-

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{Mu}{f'c * b * d^2}} \right) \quad a = 3,313 \text{ cm}$$

$$\left(\quad \vee \quad f'c * b * d \quad \right)$$

Armadura necesaria (A_s).- $A_s = \frac{0.85 * f'c * a * b e}{f_y}$ $A_s = 39,43 \text{ cm}^2$

Armadura mínima.-

Para la determinación de la armadura mínima y máxima se lo determina para el ancho "b" de la viga. Tomaremos una cuantía mínima de $\rho_{\min} = 0,0033$

$$A_{s \min} = \rho_{\min} * b * h \quad A_{s \min} = 21,285 \text{ cm}^2$$

Armadura máxima.-

La cuantía balanceada es: $\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{f_y} * \frac{6000}{6000 + f_y}$

$$\beta_1 = 0,65 \quad \text{No debe ser menor que } 0,65$$

$$\rho_b = 0,0169$$

Por lo tanto la armadura máxima será igual a: $A_{s \max} = 0.75 \rho_b * b * d$

$$A_{s \max} = 79,74 \text{ cm}^2$$

Como la armadura de cálculo está dentro del rango de la armadura mínima y la máxima, quiere decir que el diámetro adoptado es el correcto.

$$A_{s \text{ neces}} = 39,427 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$N^\circ \text{ fierros} = \frac{A_s}{A_\phi}$$

Φ (mm)	A(cm ²)	Nº	Asreal	S(m)
12	1,131	1	1,131	0
16	2,011	1	2,011	0
20	3,142	1	3,142	0
25	4,909	8	39,270	-

$$N^\circ \text{ fierros} = 8,032 \approx 9 \quad \text{se usara 8 barras}$$

Finalmente USAR:

$$A_s \text{ Principal} \quad 8 \quad \phi \quad 25$$

Diseño a cortante.

Resistencia al esfuerzo cortante del hormigon (v_c)

$$v_c = 0,1667 * \sqrt{f'_c} \quad 88209 \quad \text{MPa.}$$

Esfuerzo cortante ultimo de diseño:

$$v_U = \frac{V_U}{\phi * b * d}$$

Cortante ultimo de calculo: $V_U = 123422 \quad \text{kg}$
 Canto util: $d = 2,10 \quad \text{m}$
 Coeficiente de seguridad para cortan: $\phi = 0,85$
 Ancho que soporta el corte: $b = 0,30 \quad \text{m}$

$$v_U = 230492,9 \quad \text{kg/m}^2$$

Como: $v_U = 230492,9 \quad \text{kg/m}^2 > v_c = 88209,35 \quad \text{kg/m}^2$
 $v_U = 230493 \quad \text{kg/m}^2 > v_c/2 = 44104,67 \quad \text{kg/m}^2$

REQUIERE ARMADURA DE CORTE!!!!

Por lo cual se dispone armadura de refuerzo que resista el esfuerzo cortante solisitante para un diametro asumido determinando el espaciamiento para el mismo.

$$S = \frac{A_v * f_y}{(v_u - v_c) * b}$$

Asumo un fierro de $\phi = 12 \quad \text{mm}$ Para dos piernas.

Entonces el área de corte que resiste es igual a $A_v = 2,26 \quad \text{cm}^2$

Lo que nos da un espaciamiento de: $S = 32,36 \quad \text{cm}$

Finalmente USAR:

$\phi \quad 12 \quad \text{mm} \quad \text{c/} \quad 25 \quad \text{cm}$ como en los estribos

Armadura de Distribución:

$d = 210,0 \quad \text{cm}$

$b_w = 30,00 \quad \text{cm}$

El área de refuerzo para cortante paralelo al refuerzo de tracción por flexión, A_{vh} , no debe ser menos de: $A_{vh} = 0,0015 \cdot b_w \cdot S$

Donde: $S \leq 30 \quad \text{cm}$

$$s \leq \frac{d}{5} \quad S \leq 41,9975 \quad \text{cm} \quad A_v = 1,35 \quad \text{cm}^2$$

Φ (mm)	A(cm ²)	Nº	Asreal	S(m)
10	0,785	2	1,571	0
12	1,131	1	1,131	0

16	2,011	1	2,011	0
----	-------	---	-------	---

$$N^{\circ}\text{fierros} = 1,7 \approx 2$$

Finalmente USAR:

As. Vertical.- **2** **φ** **10** en ambas caras del contrafuerte

CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN:

CÁLCULO DE LA PUNTERA:

$$L_{\text{PUNTERA}} = 2,50 \quad \text{m}$$

El cálculo de la puntera no reviste ninguna variación respecto al diseño de muros en voladizo.

Su dimensionamiento se realiza para los esfuerzos de diseño obtenidos a partir del voladizo y en caso de no resistir a esfuerzo cortante deberá incrementarse el canto del mismo y como consecuencia el canto del talón.

$$F_v = 132850 \quad \text{kg} \qquad 2.X_0 = 6,77 \quad \text{m}$$

Trabajamos con el máximo;

$$F_v = 132850 \quad \text{kg} \qquad 2.X_0 = 6,77 \quad \text{m}$$

Cortante.- El cortante se calcula a **d** de la sección de análisis.

$V_{DC} =$	4080	kg/m	Cortante debido al peso de la zapata.
$V_{EV} =$	33163	kg/m	Cortante debido al peso del suelo de relleno.
$V_{FV} =$	33371	kg/m	Cortante debido a los esfuerzos.

Momento.- El momento se calcula en la cara del estribo:

$M_{DC} =$	7500	kg*m/m	Momento debido al peso de la zapata.
$M_{EV} =$	60961	kg*m/m	Momento debido al peso del suelo de relleno.
$M_{FV} =$	61344	kg*m/m	Momento debido a los esfuerzos.

Solicitaciones de Diseño:

$$\begin{aligned} M_u &= 7117,14 \quad \text{KN/m} \\ V_u &= 3871,72 \quad \text{KN*m/m} \end{aligned}$$

Diseño por Flexión:

Momento último:	$M_u = 7117138,52 \quad \text{kg*cm}$
Resistencia Característica del H°:	$f'_c = 280,00 \quad \text{kg/cm}^2$

Resistencia Característica del Acero:	$f_y =$	5000,00	kg/cm ²
Recubrimiento mínimo:	$r =$	5,00	cm
Altura :	$h =$	100,00	cm
Diámetro adop. de barra:	$\phi =$	20,00	mm
Ancho de la sección:	$b =$	100,00	cm

Altura efectiva (d).-

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \quad d = 94,990 \text{ cm}$$

Altura de compresiones (a).-

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{M_u}{f'_c * b * d^2}} \right) \quad a = 3,814 \text{ cm}$$

Armadura necesaria (As).- $As = \frac{0.85 * f'_c * a * b}{f_y} \quad As = 18,16 \text{ cm}^2$

$$As_{\min} = \rho_{\min} * b * h$$

Cuantía mínima: $\rho_{\min} = 0,00155$ Para acero de $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$

$$As_{\min} = 15,500 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As = 18,156 \text{ cm}^2/\text{m} > As_{\min} = 15,500 \text{ cm}^2/\text{m}$$

iiiiiii USAR As CALCULADO !!!!!!!!!

$$As_{\text{neces}} = 18,156 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$N^{\circ} \text{fierros} = \frac{As}{A\phi}$$

Φ (mm)	A(cm ²)	N°	Asreal	S(m)
12	1,131	1	1,131	0
16	2,011	1	2,011	0
20	3,142	6	18,850	0,166667

$$N^{\circ} \text{fierros} = 6 \approx 6$$

Finalmente USAR:

As. Principal ϕ **20** c/ **20** cm

Armadura Transversal:

Para disponer la armadura transversal usamos $As_{\min}$:

$$As_{\min} = 15,500 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$N^{\circ} \text{fierros} = \frac{As}{A\phi}$$

Φ (mm)	A(cm ²)	N°	Asreal	S(m)
12	1,131	1	1,131	0

16	2,011	1	2,011	0
20	3,142	6	18,850	0,2

$$N^{\circ}\text{fierros} = 5 \approx 6$$

Finalmente USAR:

As. Secundaria ϕ **20** c/ **20** **cm**

Verificación a Corte:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

V_u = Fuerza cortante mayorada en la seccion considerada.

V_n = Resistencia nominal al cortante.

ϕ = Factor de reducción de resistencia.

$$V_n \leq V_c + V_s$$

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por acero de refuerzo.

Cálculo de la Tension Cortante:

$$\phi = 0,85$$

$$V_u \leq \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d}$$

$$V_u = 47952 \text{ kg/m}^2$$

El concreto resiste:

$$v_c = 0,1667 * \sqrt{f'_c} \quad V_c = 88209 \text{ kg/m}^2$$

CONDICION:

$$\text{Entonces.- } \boxed{V_u \leq \phi \cdot V_n} \quad 47952,09 \leq 88209,35$$

No requiere refuerzo por cortante

CÁLCULO DEL TALÓN:

$$L_{\text{TALON}} = 3,10 \text{ m}$$

El Talón, tal y como sucede con los muros ménsula, se encuentra sometido a varias fuerzas. De estas las más importantes son:

1.- Tensiones debidas a la reacción del suelo de cimentación (ascendente).

$$F_v = 102086 \text{ kg} \quad 2.X_0 = 6,57 \text{ m}$$

Trabajamos con el minimo;

$$F_v = 102086 \text{ kg} \quad 2.X_0 = 6,57 \text{ m}$$

2.- Peso del relleno que actúa directamente sobre este elemento (Descendente):

$$q_{EV} = 27999 \text{ kg/m} \quad (\text{Mayorada por sus debidos factores}).$$

3.- Peso propio del Talón:

$$q_{CD} = 2400 \text{ kg/m} \quad (\text{Mayorada por sus debidos factores}).$$

4.- Par de cargas equivalente al efecto del momento M_p transmitido por la puntera del Talón:

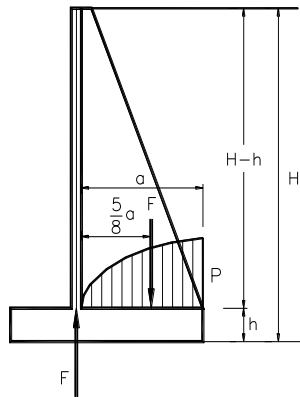


Fig. 5.3 : Carga ficticia transmitida por la puntera, según HUNTINGTON

De acuerdo con la Figura:

$$p = 2,4 \cdot \frac{M_p}{(L_2)^2}$$

Donde:

p = Presión máxima de la carga ficticia en el extremo del talón.

M_p = Momento flector máximo en la puntera.

L_2 = Longitud del talón.

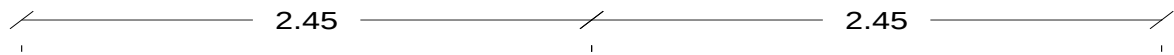
$$M_p = 7117,14 \text{ kg*m}$$

$$p = 1777,43 \text{ kg/m}^2$$

$$q_p = 1777,43 \text{ kg/m} \quad (\text{Mayorada por sus debidos factores}).$$

$$\text{Carga Total:} \quad q_T = 47704,24 \text{ kg/m}$$





Momentos y Cortante de Diseño:

$$\begin{aligned} M_u (+) &= 20134 \text{ kg*m} \\ M_u (-) &= 35793 \text{ kg*m} \\ V_u (d) &= 73047 \text{ kg} \end{aligned}$$

Diseño por Flexión: (As+)

Momento último:	$M_u = 2013380,00 \text{ kg*cm}$
Resistencia Característica del H°:	$f'_c = 280,00 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia Característica del Acero:	$f_y = 5000,00 \text{ kg/cm}^2$
Recubrimiento mínimo:	$r = 5,00 \text{ cm}$
Altura :	$h = 100,00 \text{ cm}$
Diámetro adop. de barra:	$\phi = 20,00 \text{ mm}$
Ancho de la sección:	$b = 100,00 \text{ cm}$

Altura efectiva (d).-

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \quad d = 94,990 \text{ cm}$$

Altura de compresiones (a).-

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{M_u}{f'_c * b * d^2}} \right) \quad a = 0,995 \text{ cm}$$

Armadura necesaria (As).- $As = \frac{0.85 * f'_c * a * b}{f_y} \quad As = 4,73 \text{ cm}^2$

$$As_{\min} = \rho_{\min} * b * h$$

Cuantía mínima: $\rho_{\min} = 0,00155$ Para acero de $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$

$$As_{\min} = 15,500 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As = 4,735 \text{ cm}^2/\text{m} < As_{\min} = 15,500 \text{ cm}^2/\text{m}$$

iiiiiiiiii USAR As MINIMO !!!!!!!!!

$$As_{\text{neces}} = 15,500 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$N^\circ \text{ fierros} = \frac{As}{A\phi}$$

Φ (mm)	A(cm ²)	N°	Asreal	S(m)
12	1,131	1	1,131	0
16	2,011	1	2,011	0
20	3,142	6	18,850	0,2

$$N^{\circ}\text{fierros} = 5 \approx 6$$

Finalmente USAR:

As. Principal ϕ **20** c/ **20** **cm**

Diseño por Flexión: (As-)

Momento último:	$M_u =$	3579308,70	kg*cm
Resistencia Característica del H°:	$f'_c =$	280,00	kg/cm ²
Resistencia Característica del Acero:	$f_y =$	5000,00	kg/cm ²
Recubrimiento mínimo:	$r =$	5,00	cm
Altura :	$h =$	100,00	cm
Diámetro adop. de barra:	$\phi =$	20,00	mm
Ancho de la sección:	$b =$	100,00	cm

Altura efectiva (d).-

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \qquad \mathbf{d = 94,990 \quad cm}$$

Altura de compresiones (a).-

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{M_u}{f'_c * b * d^2}} \right) \qquad \mathbf{a = 3,552 \quad cm}$$

Armadura necesaria (As).- $As = \frac{0.85 * f'_c * a * b}{f_y}$ **As = 16,91 cm²**

$$As_{\min} = \rho_{\min} * b * h$$

Cuantía mínima: $\rho_{\min} = 0,00155$ Para acero de $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$

$$As_{\min} = 15,500 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\mathbf{As = 16,905 \text{ cm}^2/\text{m} \quad > \quad As_{\min} = 15,500 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

iiiiiii USAR As CALCULADO !!!!!!!!!!!

$$\mathbf{As_{neces} = 16,905 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$N^{\circ}\text{fierros} = \frac{As}{A\phi}$$

Φ (mm)	A(cm ²)	N°	Asreal	S(m)
12	1,131	6	6,786	0
16	2,011	1	2,011	0
20	3,142	1	3,142	0,2

$$N^{\circ}\text{fierros} = 5 \approx 6$$

Finalmente USAR:

As. Principal ϕ **20** c/ **20** **cm**

Armadura Transversal:

Para disponer la armadura transversal usamos As mín:

$$As_{min} = 15,500 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$$N^{\circ} \text{fierros} = \frac{As}{A\phi}$$

Φ (mm)	A(cm ²)	N°	Asreal	S(m)
12	1,131	1	1,131	0
16	2,011	1	2,011	0
20	3,142	6	18,850	0,2

$$N^{\circ} \text{fierros} = 5 \approx 6$$

Finalmente USAR:

As. Secundaria ϕ **20** c/ **20** **cm**

Verificación a Corte:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

V_u = Fuerza cortante mayorada en la seccion considerada.

V_n = Resistencia nominal al cortante.

ϕ = Factor de reducción de resistencia.

$$V_n \leq V_c + V_s$$

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por acero de refuerzo.

Cálculo de la Tension Cortante:

$$\phi = 0,85$$

$$V_u \leq \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d} \quad V_u = 9047 \quad \text{kg/m}^2$$

El concreto resiste:

$$v_c = 0,1667 * \sqrt{f'_c} \quad V_c = 88209,35 \quad \text{kg/m}^2$$

CONDICION:

$$\text{Entonces.-} \quad \left[V_u \leq \phi \cdot V_n \right] \quad 9047,03 \leq 88209$$

LISTADO DE ACTIVIDADES (ITEMS)

ITEMS	DESCRIPCION POR ITEMS	UNIDAD
II	INFRAESTRUCTURA (ESTRIBO CON VOLADIZO)	
5	EXACAVACION SIMPLE C/EQUIPO	m3
6	EXACAVACION CON ENTIBADO Y AGOTAMIENTO	m3
7	HORMIGON POBRE DE NIVELACION	m3
8	HORMIGON TIPO A P/(INFRAESTRUCTURA) $F_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	m3
9	ACERO ESTRUCTURAL $F_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$	kg
10	RELLENO ESTRUCTURAL PARA ESTRIBOS	m3
11	BARBACANA DE PVC D=4"	m
12	APOYO DE NEOPRENO COMPUESTO	dm3
II	INFRAESTRUCTURA (ESTRIBO CON CONTRAFUERTE)	
5	EXACAVACION SIMPLE C/EQUIPO	m3
6	EXACAVACION CON ENTIBADO Y AGOTAMIENTO	m3
7	HORMIGON POBRE DE NIVELACION	m3
8	HORMIGON TIPO A P/(INFRAESTRUCTURA) $F_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	m3
9	ACERO ESTRUCTURAL $F_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$	kg
10	RELLENO ESTRUCTURAL PARA ESTRIBOS	m3
11	BARBACANA DE PVC D=4"	m
12	APOYO DE NEOPRENO COMPUESTO	dm3

CANTIDAD DE ACERO INFRAESTRUCTURA (ESTRIBO CON VOLADIZO)

ESTRIBO						
Nº	Diam.	L. Unit.	Nº	L. Total	P.Unit.	P. Total
	(mm.)	(m.)	PIEZAS	(m.)	(Kg/m.)	(Kg.)
1	16	7,51	58	435,58	1,58	688,22
2	10	9,50	25	237,50	0,62	147,25
3	20	10,75	33	354,75	2,47	876,23
3a	20	7,10	32	227,20	2,47	561,18
4	12	10,75	33	354,75	0,89	315,73
4a	12	7,10	32	227,20	0,89	202,21
5	20	9,50	36	342,00	2,47	844,74
5a	12	9,50	36	342,00	0,89	304,38
6	20	11,00	32	352,00	2,47	869,44
7	20	6,75	31	209,25	2,47	516,85
8	20	28,70	40	1148,00	2,47	2835,56
9	20	11,00	32	352,00	2,47	869,44
10	20	7,40	31	229,40	2,47	566,62
11	20	28,70	35	1004,50	2,47	2481,12
12	20	8,10	60	486,00	2,47	1200,42
13	20	4,15	52	215,80	2,47	533,03
14	20	8,10	70	567,00	2,47	1400,49
14a	20	3,50	16	56,00	2,47	138,32
15	20	6,55	68	445,40	2,47	1100,14
16	20	7,30	66	481,80	2,47	1190,05
16a	20	10,60	64	678,40	2,47	1675,65
17	12	7,30	66	481,80	0,89	428,80
17a	12	10,60	64	678,40	0,89	603,78
18	20	10,00	50	500,00	2,47	1235,00
18a	12	10,00	50	500,00	0,89	445,00
19	20	5,50	44	242,00	2,47	597,74
19a	12	5,50	44	242,00	0,89	215,38
					PESO TOTAL	22842,74

CANTIDAD DE ACERO INFRAESTRUCTURA (ESTRIBO CON CONTRAFUERTE)

ESTRIBO						
Nº	Diam. (mm.)	L. Unit. (m.)	Nº PIEZAS	L. Total (m.)	P.Unit. (Kg/m.)	P. Total (Kg.)
1	20	5,10	48	244,80	2,47	604,66
2	20	2,63	47	123,61	2,47	305,32
3	20	2,63	14	36,82	2,47	90,95
4	20	5,10	62	316,20	2,47	781,01
5	20	2,63	60	157,80	2,47	389,77
6	20	2,63	16	42,08	2,47	103,94
7	20	9,80	24	235,20	2,47	580,94
8	20	6,24	48	299,52	2,47	739,81
9	20	5,10	48	244,80	2,47	604,66
9a	20	2,63	8	21,04	2,47	51,97
10	20	3,43	37	126,91	2,47	313,47
11	20	5,10	62	316,20	2,47	781,01
11a	20	2,63	8	21,04	2,47	51,97
12	20	3,43	50	171,50	2,47	423,61
13	20	9,80	36	352,80	2,47	871,42
14	20	6,24	48	299,52	2,47	739,81
15	16	10,43	47	490,21	1,58	774,53
16	12	10,64	47	500,08	0,89	445,07
17	12	10,68	35	373,80	0,89	332,68
18	12	10,68	35	373,80	0,89	332,68
19	16	6,06	94	569,64	1,58	900,03
19a	16	2,22	26	57,59	1,58	90,99
20	12	6,06	94	569,64	0,89	506,98
20a	12	2,22	26	57,59	0,89	51,26
21	12	11,55	46	531,30	0,89	472,86
21a	12	12,78	16	204,48	0,89	181,99
22	12	11,55	46	531,30	0,89	472,86
22a	12	12,78	16	204,48	0,89	181,99
24	12	7,80	29	226,20	0,89	201,32
25	16	7,03	31	217,78	1,58	344,08
26	25	6,95	32	222,40	3,86	858,46
26a	25	4,14	16	66,24	3,86	255,69
27	10	8,00	16	128,00	0,62	79,36
28	16	10,68	8	85,44	1,58	135,00
29	12	3,02	48	144,96	0,89	129,01
29a	12	4,18	108	451,44	0,89	401,78
30	25	6,97	26	181,22	3,86	699,51

30a	25	5,75	8	46,00	3,86	177,56
31	10	6,51	8	52,08	0,62	32,29
32	16	12,78	4	51,12	1,58	80,77
33	12	2,17	34	73,78	0,89	65,66
33a	12	4,18	54	225,72	0,89	200,89
34	25	7,00	16	112,00	3,86	432,32
34a	25	4,52	8	36,16	3,86	139,58
35	10	5,99	8	47,92	0,62	29,71
36	16	11,53	4	46,12	1,58	72,87
37	12	1,98	28	55,44	0,89	49,34
37a	12	4,18	75	313,50	0,89	279,02
38	25	7,03	16	112,48	3,86	434,17
38a	25	3,30	8	26,40	3,86	101,90
39	10	5,39	8	43,12	0,62	26,73
40	16	10,20	4	40,80	1,58	64,46
41	12	1,90	18	34,20	0,89	30,44
41a	12	4,18	54	225,72	0,89	200,89
42	10	1,35	12	16,20	0,62	10,04
43	10	1,35	12	16,20	0,62	10,04
44	10	0,35	12	4,20	0,62	2,60
45	10	0,35	12	4,20	0,62	2,60
46	10	5,25	15	78,75	0,62	48,83
47	10	5,25	15	78,75	0,62	48,83
48	10	4,00	17	68,00	0,62	42,16
49	10	4,00	17	68,00	0,62	42,16
					PESO TOTAL	19340,97

COMPUTOS METRICOS

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	PARCIAL	CANTIDAD	TOTAL
II	INFRAESTRUCTURA (ESTRIBO CON VOLADIZO)				
5	EXACAVACION SIMPLE C/EQUIPO	m3	1125,36	2,00	2.250,72
6	EXACAVACION CON ENTIBADO Y AGOTAMIENTO	m3	594,40	2,00	1.188,80
7	HORMIGON POBRE DE NIVELACION				
	- Estribos	m3	22,90	2,00	45,80
8	HORMIGON TIPO A P/(INFRAESTRUCTURA) Fc= 280 kg/cm2				
	- Estribos	m3	401,93	2,00	803,85
9	ACERO ESTRUCTURAL Fy= 5000 Kg/cm2				
	- Estribos	Kg	22842,7	2,00	45.685,49
10	RELLENO ESTRUCTURAL PARA ESTRIBOS				
	- Estribos	m3	998,43	2,00	1.996,86
11	BARBACANA DE PVC D=4"	m	32,80	1,00	32,80
12	APOYO DE NEOPRENO COMPUESTO	Dm3	3,00	8,00	24,00
II	INFRAESTRUCTURA (ESTRIBO CON CONTRAFUERTE)				
5	EXACAVACION SIMPLE C/EQUIPO	m3	675,22	2,00	1.350,43
6	EXACAVACION CON ENTIBADO Y AGOTAMIENTO	m3	365,25	2,00	730,50
7	HORMIGON POBRE DE NIVELACION				
	- Estribos	m3	20,25	2,00	40,50
8	HORMIGON TIPO A P/(INFRAESTRUCTURA) Fc= 280 kg/cm2				
	- Estribos	m3	410,25	2,00	820,51
9	ACERO ESTRUCTURAL Fy= 5000 Kg/cm2				
	- Estribos	Kg	19340,97	2,00	38.681,95

10	RELLENO ESTRUCTURAL PARA ESTRIBOS				
	- Estribos	m3	579,86	2,00	1.159,72
11	BARBACANA DE PVC D=4"	m	32,80	1,00	32,80
12	APOYO DE NEOPRENO COMPUESTO	Dm3	3,00	8,00	24,00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	EXACAVACION SIMPLE C/EQUIPO		
	UNIDAD :	m3		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
TOTAL MATERIALES					0,00
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Peon	Hr.	0,200	12,00	2,40
2	Ayudante	Hr.	0,100	12,50	1,25
3	Operador equipo Pesado	Hr.	0,015	18,00	0,27
SUBTOTAL MANO DE OBRA					3,92
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	2,16
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	0,91
TOTAL MANO DE OBRA					6,98
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Volqueta	Hr.	0,100	150,00	15,00
2	Excavadora	Hr.	0,015	600,00	9,00
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		0,35
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					24,35
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		3,13
TOTAL GASTOS GENERALES					3,13
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		3,45
TOTAL UTILIDAD					3,45
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		1,17
TOTAL IMPUESTOS					1,17
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					39,08
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					39,08

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	EXACAVACION CON ENTIBADO Y AGOTAMIENTO		
	UNIDAD :	m3		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
TOTAL MATERIALES					0,00
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Operador Equipo Pesado	Hr.	0,100	18,00	1,80
2	Ayudante	Hr.	0,100	12,50	1,25
3	Chofer	Hr.	0,100	13,25	1,33
SUBTOTAL MANO DE OBRA					4,38
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	2,41
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	1,01
TOTAL MANO DE OBRA					7,79
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Excavadora	Hr.	0,100	600,00	60,00
2	Bomba de agua	Hr.	0,100	18,00	1,80
3	Volqueta	Hr.	0,100	150,00	15,00
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		0,39
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					77,19
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		8,50
TOTAL GASTOS GENERALES					8,50
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		9,35
TOTAL UTILIDAD					9,35
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		3,18
TOTAL IMPUESTOS					3,18
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					106,01
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					106,01

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	HORMIGON POBRE DE NIVELACION		
	UNIDAD :	m3		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cemento	Kg.	250,00	1,36	340,00
2	Arena	m3	0,50	137,50	68,75
3	Grava	m3	0,70	137,50	96,25
4	Madera de Construccion	P2	20,00	8,00	160,00
TOTAL MATERIALES					665,00
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	6,00	18,75	112,50
2	Ayudante	Hr.	6,00	12,50	75,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					187,50
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	103,13
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	43,42
TOTAL MANO DE OBRA					334,04
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Mezcladora	Hr.	1,00	24,00	24,00
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		16,70
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					40,70
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		103,97
TOTAL GASTOS GENERALES					103,97
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		114,37
TOTAL UTILIDAD					114,37
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		38,88
TOTAL IMPUESTOS					38,88
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					1296,97
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					1296,97

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	HORMIGON SIMPLE P/(INFRAESTRUCTURA) Fc= 280 kg/cm2		
	UNIDAD :	m3		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cemento	Kg.	360	1,36	489,60
2	Arena	m3	0,50	137,50	68,75
3	Grava	m3	0,70	137,50	96,25
4	Clavos	Kg.	1,00	18,00	18,00
5	Alambre de amarre	Kg.	1,00	18,00	18,00
6	Madera de construccion	p2	80,00	8,00	640,00
7	Agua	ltrs	170,00	0,06	10,20
TOTAL MATERIALES					1330,60
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Ayudante	Hr.	22,00	12,50	275,00
3	Albañil	Hr.	12,00	18,75	225,00
4	Encofrador	Hr.	15,00	18,75	281,25
SUBTOTAL MANO DE OBRA					781,25
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	429,69
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	180,91
TOTAL MANO DE OBRA					1391,85
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Mescladora	Hr.	1,00	20,00	20,00
2	Vibradora	Hr.	0,80	15,00	12,00
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)					69,59
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					101,59
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		282,40
TOTAL GASTOS GENERALES					282,40
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		310,64
TOTAL UTILIDAD					310,64
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		105,59
TOTAL IMPUESTOS					105,59
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					3522,68
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					3522,68

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	ACERO ESTRUCTURAL Fy= 5000 Kg/cm2		
	UNIDAD :	Kg		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Acero corrugado	Kg.	1,05	9,95	10,45
2	Alambre de amarre	Kg.	0,05	18,00	0,90
TOTAL MATERIALES					11,35
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Armador	Hr.	0,07	18,75	1,31
2	Ayudante	Hr.	0,07	12,50	0,88
SUBTOTAL MANO DE OBRA					2,19
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	1,20
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	0,51
TOTAL MANO DE OBRA					3,90
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		0,19
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					0,19
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		1,54
TOTAL GASTOS GENERALES					1,54
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		1,70
TOTAL UTILIDAD					1,70
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		0,58
TOTAL IMPUESTOS					0,58
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					19,26
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					19,26

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL SELECCIONADO		
	UNIDAD :	m3		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Material de Relleno Seleccionado	m3	1,30	40,00	52,00
TOTAL MATERIALES					52,00
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	0,50	18,75	9,38
2	Ayudante	Hr.	2,50	12,50	31,25
SUBTOTAL MANO DE OBRA					40,63
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	22,34
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	9,41
TOTAL MANO DE OBRA					72,38
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Compactadora Manual Saltarina	Hr.	0,35	35,00	12,25
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		3,62
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					15,87
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		14,02
TOTAL GASTOS GENERALES					14,02
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		15,43
TOTAL UTILIDAD					15,43
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		5,24
TOTAL IMPUESTOS					5,24
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					174,94
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					174,94

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	BARBACANA DE PVC D=4"		
	UNIDAD :	m3		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Tubo PVC. D = 4"	m	1,05	28,50	29,93
TOTAL MATERIALES					29,93
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	0,25	18,75	4,69
2	Ayudante	Hr.	0,25	12,50	3,13
SUBTOTAL MANO DE OBRA					7,81
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	4,30
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	1,81
TOTAL MANO DE OBRA					13,92
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		0,70
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					0,70
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		4,45
TOTAL GASTOS GENERALES					4,45
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		4,90
TOTAL UTILIDAD					4,90
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		1,67
TOTAL IMPUESTOS					1,67
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					55,56
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					55,56

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	APOYO DE NEOPRENO COMPUESTO		
	UNIDAD :	dm3		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Neopreno	dm3	1,00	420,00	420,00
TOTAL MATERIALES					420,00
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	0,30	18,75	5,63
2	Peon	Hr.	0,05	12,00	0,60
SUBTOTAL MANO DE OBRA					6,23
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	3,42
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	1,44
TOTAL MANO DE OBRA					11,09
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		0,55
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					0,55
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		43,16
TOTAL GASTOS GENERALES					43,16
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		47,48
TOTAL UTILIDAD					47,48
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		16,14
TOTAL IMPUESTOS					16,14
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					538,43
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					538,43

PRESUPUESTO DE LA OBRA

ITEMS	DESCRIPCION POR ITEMS	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
II	INFRAESTRUCTURA (ESTRIBO CON VOLADIZO)				4349094,04
5	EXACAVACION SIMPLE C/EQUIPO	m3	2250,72	39,08	87967,97
6	EXACAVACION CON ENTIBADO Y AGOTAMIENTO	m3	1188,80	106,01	126024,69
7	HORMIGON POBRE DE NIVELACION	m3	45,80	1296,97	59401,23
8	HORMIGON TIPO A P/(INFRAESTRUCTURA) Fc= 280 kg/cm2	m3	803,85	3522,68	2831721,82
9	ACERO ESTRUCTURAL Fy= 5000 Kg/cm2	kg	45685,49	19,26	879902,53
10	RELLENO ESTRUCTURAL PARA ESTRIBOS	m3	1996,86	174,94	349331,11
11	BARBACANA DE PVC D=4"	m	32,80	55,56	1822,37
12	APOYO DE NEOPRENO COMPUESTO	dm3	24,00	538,43	12922,32
II	INFRAESTRUCTURA (ESTRIBO CON CONTRAFUERTE)				4035768,92
5	EXACAVACION SIMPLE C/EQUIPO	m3	1350,43	39,08	52780,78
6	EXACAVACION CON ENTIBADO Y AGOTAMIENTO	m3	730,50	106,01	77440,31
7	HORMIGON POBRE DE NIVELACION	m3	40,50	1296,97	52527,29
8	HORMIGON TIPO A P/(INFRAESTRUCTURA) Fc= 280 kg/cm2	m3	820,51	3522,68	2890380,08
9	ACERO ESTRUCTURAL Fy= 5000 Kg/cm2	kg	38681,95	19,26	745014,35
10	RELLENO ESTRUCTURAL PARA ESTRIBOS	m3	1159,72	174,94	202881,42
11	BARBACANA DE PVC D=4"	m	32,80	55,56	1822,37
12	APOYO DE NEOPRENO COMPUESTO	dm3	24,00	538,43	12922,32

LISTADO DE ACTIVIDADES (ITEMS)

ITEMS	DESCRIPCION POR ITEMS	UNIDAD
II	INFRAESTRUCTURA (ESTRIBO CON VOLADIZO)	
5	EXACAVACION SIMPLE C/EQUIPO	m3
6	EXACAVACION CON ENTIBADO Y AGOTAMIENTO	m3
7	HORMIGON POBRE DE NIVELACION	m3
8	HORMIGON TIPO A P/(INFRAESTRUCTURA) $F_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	m3
9	ACERO ESTRUCTURAL $F_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$	kg
10	RELLENO ESTRUCTURAL PARA ESTRIBOS	m3
11	BARBACANA DE PVC D=4"	m
12	APOYO DE NEOPRENO COMPUESTO	dm3
II	INFRAESTRUCTURA (ESTRIBO CON CONTRAFUERTE)	
5	EXACAVACION SIMPLE C/EQUIPO	m3
6	EXACAVACION CON ENTIBADO Y AGOTAMIENTO	m3
7	HORMIGON POBRE DE NIVELACION	m3
8	HORMIGON TIPO A P/(INFRAESTRUCTURA) $F_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	m3
9	ACERO ESTRUCTURAL $F_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$	kg
10	RELLENO ESTRUCTURAL PARA ESTRIBOS	m3
11	BARBACANA DE PVC D=4"	m
12	APOYO DE NEOPRENO COMPUESTO	dm3

CANTIDAD DE ACERO INFRAESTRUCTURA (ESTRIBO CON VOLADIZO)

ESTRIBO						
Nº	Diam.	L. Unit.	Nº	L. Total	P.Unit.	P. Total
	(mm.)	(m.)	PIEZAS	(m.)	(Kg/m.)	(Kg.)
1	16	7,51	58	435,58	1,58	688,22
2	10	9,50	25	237,50	0,62	147,25
3	20	10,75	33	354,75	2,47	876,23
3a	20	7,10	32	227,20	2,47	561,18
4	12	10,75	33	354,75	0,89	315,73
4a	12	7,10	32	227,20	0,89	202,21
5	20	9,50	36	342,00	2,47	844,74
5a	12	9,50	36	342,00	0,89	304,38
6	20	11,00	32	352,00	2,47	869,44
7	20	6,75	31	209,25	2,47	516,85
8	20	28,70	40	1148,00	2,47	2835,56
9	20	11,00	32	352,00	2,47	869,44
10	20	7,40	31	229,40	2,47	566,62
11	20	28,70	35	1004,50	2,47	2481,12
12	20	8,10	60	486,00	2,47	1200,42
13	20	4,15	52	215,80	2,47	533,03
14	20	8,10	70	567,00	2,47	1400,49
14a	20	3,50	16	56,00	2,47	138,32
15	20	6,55	68	445,40	2,47	1100,14
16	20	7,30	66	481,80	2,47	1190,05
16a	20	10,60	64	678,40	2,47	1675,65
17	12	7,30	66	481,80	0,89	428,80
17a	12	10,60	64	678,40	0,89	603,78
18	20	10,00	50	500,00	2,47	1235,00
18a	12	10,00	50	500,00	0,89	445,00
19	20	5,50	44	242,00	2,47	597,74
19a	12	5,50	44	242,00	0,89	215,38
					PESO TOTAL	22842,74

CANTIDAD DE ACERO INFRAESTRUCTURA (ESTRIBO CON CONTRAFUERTE)

ESTRIBO						
Nº	Diam. (mm.)	L. Unit. (m.)	Nº PIEZAS	L. Total (m.)	P.Unit. (Kg/m.)	P. Total (Kg.)
1	20	5,10	48	244,80	2,47	604,66
2	20	2,63	47	123,61	2,47	305,32
3	20	2,63	14	36,82	2,47	90,95
4	20	5,10	62	316,20	2,47	781,01
5	20	2,63	60	157,80	2,47	389,77
6	20	2,63	16	42,08	2,47	103,94
7	20	9,80	24	235,20	2,47	580,94
8	20	6,24	48	299,52	2,47	739,81
9	20	5,10	48	244,80	2,47	604,66
9a	20	2,63	8	21,04	2,47	51,97
10	20	3,43	37	126,91	2,47	313,47
11	20	5,10	62	316,20	2,47	781,01
11a	20	2,63	8	21,04	2,47	51,97
12	20	3,43	50	171,50	2,47	423,61
13	20	9,80	36	352,80	2,47	871,42
14	20	6,24	48	299,52	2,47	739,81
15	16	10,43	47	490,21	1,58	774,53
16	12	10,64	47	500,08	0,89	445,07
17	12	10,68	35	373,80	0,89	332,68
18	12	10,68	35	373,80	0,89	332,68
19	16	6,06	94	569,64	1,58	900,03
19a	16	2,22	26	57,59	1,58	90,99
20	12	6,06	94	569,64	0,89	506,98
20a	12	2,22	26	57,59	0,89	51,26
21	12	11,55	46	531,30	0,89	472,86
21a	12	12,78	16	204,48	0,89	181,99
22	12	11,55	46	531,30	0,89	472,86
22a	12	12,78	16	204,48	0,89	181,99
24	12	7,80	29	226,20	0,89	201,32
25	16	7,03	31	217,78	1,58	344,08
26	25	6,95	32	222,40	3,86	858,46
26a	25	4,14	16	66,24	3,86	255,69
27	10	8,00	16	128,00	0,62	79,36
28	16	10,68	8	85,44	1,58	135,00
29	12	3,02	48	144,96	0,89	129,01
29a	12	4,18	108	451,44	0,89	401,78
30	25	6,97	26	181,22	3,86	699,51

30a	25	5,75	8	46,00	3,86	177,56
31	10	6,51	8	52,08	0,62	32,29
32	16	12,78	4	51,12	1,58	80,77
33	12	2,17	34	73,78	0,89	65,66
33a	12	4,18	54	225,72	0,89	200,89
34	25	7,00	16	112,00	3,86	432,32
34a	25	4,52	8	36,16	3,86	139,58
35	10	5,99	8	47,92	0,62	29,71
36	16	11,53	4	46,12	1,58	72,87
37	12	1,98	28	55,44	0,89	49,34
37a	12	4,18	75	313,50	0,89	279,02
38	25	7,03	16	112,48	3,86	434,17
38a	25	3,30	8	26,40	3,86	101,90
39	10	5,39	8	43,12	0,62	26,73
40	16	10,20	4	40,80	1,58	64,46
41	12	1,90	18	34,20	0,89	30,44
41a	12	4,18	54	225,72	0,89	200,89
42	10	1,35	12	16,20	0,62	10,04
43	10	1,35	12	16,20	0,62	10,04
44	10	0,35	12	4,20	0,62	2,60
45	10	0,35	12	4,20	0,62	2,60
46	10	5,25	15	78,75	0,62	48,83
47	10	5,25	15	78,75	0,62	48,83
48	10	4,00	17	68,00	0,62	42,16
49	10	4,00	17	68,00	0,62	42,16
					PESO TOTAL	19340,97

COMPUTOS METRICOS

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	PARCIAL	CANTIDAD	TOTAL
II	INFRAESTRUCTURA (ESTRIBO CON VOLADIZO)				
5	EXACAVACION SIMPLE C/EQUIPO	m3	1125,36	2,00	2.250,72
6	EXACAVACION CON ENTIBADO Y AGOTAMIENTO	m3	594,40	2,00	1.188,80
7	HORMIGON POBRE DE NIVELACION				
	- Estribos	m3	22,90	2,00	45,80
8	HORMIGON TIPO A P/(INFRAESTRUCTURA) Fc= 280 kg/cm2				
	- Estribos	m3	401,93	2,00	803,85
9	ACERO ESTRUCTURAL Fy= 5000 Kg/cm2				
	- Estribos	Kg	22842,7	2,00	45.685,49
10	RELLENO ESTRUCTURAL PARA ESTRIBOS				
	- Estribos	m3	998,43	2,00	1.996,86
11	BARBACANA DE PVC D=4"	m	32,80	1,00	32,80
12	APOYO DE NEOPRENO COMPUESTO	Dm3	3,00	8,00	24,00
II	INFRAESTRUCTURA (ESTRIBO CON CONTRAFUERTE)				
5	EXACAVACION SIMPLE C/EQUIPO	m3	675,22	2,00	1.350,43
6	EXACAVACION CON ENTIBADO Y AGOTAMIENTO	m3	365,25	2,00	730,50
7	HORMIGON POBRE DE NIVELACION				
	- Estribos	m3	20,25	2,00	40,50
8	HORMIGON TIPO A P/(INFRAESTRUCTURA) Fc= 280 kg/cm2				
	- Estribos	m3	410,25	2,00	820,51
9	ACERO ESTRUCTURAL Fy= 5000 Kg/cm2				
	- Estribos	Kg	19340,97	2,00	38.681,95

10	RELLENO ESTRUCTURAL PARA ESTRIBOS				
	- Estribos	m3	579,86	2,00	1.159,72
11	BARBACANA DE PVC D=4"	m	32,80	1,00	32,80
12	APOYO DE NEOPRENO COMPUESTO	Dm3	3,00	8,00	24,00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	EXACAVACION SIMPLE C/EQUIPO		
	UNIDAD :	m3		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
TOTAL MATERIALES					0,00
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Peon	Hr.	0,200	12,00	2,40
2	Ayudante	Hr.	0,100	12,50	1,25
3	Operador equipo Pesado	Hr.	0,015	18,00	0,27
SUBTOTAL MANO DE OBRA					3,92
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	2,16
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	0,91
TOTAL MANO DE OBRA					6,98
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Volqueta	Hr.	0,100	150,00	15,00
2	Excavadora	Hr.	0,015	600,00	9,00
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		0,35
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					24,35
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		3,13
TOTAL GASTOS GENERALES					3,13
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		3,45
TOTAL UTILIDAD					3,45
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		1,17
TOTAL IMPUESTOS					1,17
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					39,08
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					39,08

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	EXACAVACION CON ENTIBADO Y AGOTAMIENTO		
	UNIDAD :	m3		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
TOTAL MATERIALES					0,00
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Operador Equipo Pesado	Hr.	0,100	18,00	1,80
2	Ayudante	Hr.	0,100	12,50	1,25
3	Chofer	Hr.	0,100	13,25	1,33
SUBTOTAL MANO DE OBRA					4,38
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	2,41
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	1,01
TOTAL MANO DE OBRA					7,79
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Excavadora	Hr.	0,100	600,00	60,00
2	Bomba de agua	Hr.	0,100	18,00	1,80
3	Volqueta	Hr.	0,100	150,00	15,00
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		0,39
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					77,19
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		8,50
TOTAL GASTOS GENERALES					8,50
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		9,35
TOTAL UTILIDAD					9,35
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		3,18
TOTAL IMPUESTOS					3,18
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					106,01
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					106,01

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	HORMIGON POBRE DE NIVELACION		
	UNIDAD :	m3		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cemento	Kg.	250,00	1,36	340,00
2	Arena	m3	0,50	137,50	68,75
3	Grava	m3	0,70	137,50	96,25
4	Madera de Construccion	P2	20,00	8,00	160,00
TOTAL MATERIALES					665,00
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	6,00	18,75	112,50
2	Ayudante	Hr.	6,00	12,50	75,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					187,50
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	103,13
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	43,42
TOTAL MANO DE OBRA					334,04
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Mezcladora	Hr.	1,00	24,00	24,00
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		16,70
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					40,70
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		103,97
TOTAL GASTOS GENERALES					103,97
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		114,37
TOTAL UTILIDAD					114,37
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		38,88
TOTAL IMPUESTOS					38,88
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					1296,97
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					1296,97

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	HORMIGON SIMPLE P/(INFRAESTRUCTURA) Fc= 280 kg/cm2		
	UNIDAD :	m3		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cemento	Kg.	360	1,36	489,60
2	Arena	m3	0,50	137,50	68,75
3	Grava	m3	0,70	137,50	96,25
4	Clavos	Kg.	1,00	18,00	18,00
5	Alambre de amarre	Kg.	1,00	18,00	18,00
6	Madera de construccion	p2	80,00	8,00	640,00
7	Agua	ltrs	170,00	0,06	10,20
TOTAL MATERIALES					1330,60
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Ayudante	Hr.	22,00	12,50	275,00
3	Albañil	Hr.	12,00	18,75	225,00
4	Encofrador	Hr.	15,00	18,75	281,25
SUBTOTAL MANO DE OBRA					781,25
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	429,69
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	180,91
TOTAL MANO DE OBRA					1391,85
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Mescladora	Hr.	1,00	20,00	20,00
2	Vibradora	Hr.	0,80	15,00	12,00
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)					69,59
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					101,59
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		282,40
TOTAL GASTOS GENERALES					282,40
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		310,64
TOTAL UTILIDAD					310,64
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		105,59
TOTAL IMPUESTOS					105,59
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					3522,68
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					3522,68

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	ACERO ESTRUCTURAL Fy= 5000 Kg/cm2		
	UNIDAD :	Kg		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Acero corrugado	Kg.	1,05	9,95	10,45
2	Alambre de amarre	Kg.	0,05	18,00	0,90
TOTAL MATERIALES					11,35
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Armador	Hr.	0,07	18,75	1,31
2	Ayudante	Hr.	0,07	12,50	0,88
SUBTOTAL MANO DE OBRA					2,19
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	1,20
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	0,51
TOTAL MANO DE OBRA					3,90
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		0,19
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					0,19
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		1,54
TOTAL GASTOS GENERALES					1,54
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		1,70
TOTAL UTILIDAD					1,70
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		0,58
TOTAL IMPUESTOS					0,58
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					19,26
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					19,26

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL SELECCIONADO		
	UNIDAD :	m3		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Material de Relleno Seleccionado	m3	1,30	40,00	52,00
TOTAL MATERIALES					52,00
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	0,50	18,75	9,38
2	Ayudante	Hr.	2,50	12,50	31,25
SUBTOTAL MANO DE OBRA					40,63
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	22,34
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	9,41
TOTAL MANO DE OBRA					72,38
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Compactadora Manual Saltarina	Hr.	0,35	35,00	12,25
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		3,62
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					15,87
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		14,02
TOTAL GASTOS GENERALES					14,02
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		15,43
TOTAL UTILIDAD					15,43
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		5,24
TOTAL IMPUESTOS					5,24
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					174,94
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					174,94

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	BARBACANA DE PVC D=4"		
	UNIDAD :	m3		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Tubo PVC. D = 4"	m	1,05	28,50	29,93
TOTAL MATERIALES					29,93
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	0,25	18,75	4,69
2	Ayudante	Hr.	0,25	12,50	3,13
SUBTOTAL MANO DE OBRA					7,81
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	4,30
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	1,81
TOTAL MANO DE OBRA					13,92
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		0,70
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					0,70
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		4,45
TOTAL GASTOS GENERALES					4,45
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		4,90
TOTAL UTILIDAD					4,90
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		1,67
TOTAL IMPUESTOS					1,67
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					55,56
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					55,56

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	APOYO DE NEOPRENO COMPUESTO		
	UNIDAD :	dm3		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Neopreno	dm3	1,00	420,00	420,00
TOTAL MATERIALES					420,00
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	0,30	18,75	5,63
2	Peon	Hr.	0,05	12,00	0,60
SUBTOTAL MANO DE OBRA					6,23
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	3,42
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	1,44
TOTAL MANO DE OBRA					11,09
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		0,55
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					0,55
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		43,16
TOTAL GASTOS GENERALES					43,16
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		47,48
TOTAL UTILIDAD					47,48
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		16,14
TOTAL IMPUESTOS					16,14
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					538,43
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					538,43

PRESUPUESTO DE LA OBRA

ITEMS	DESCRIPCION POR ITEMS	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
II	INFRAESTRUCTURA (ESTRIBO CON VOLADIZO)				4349094,04
5	EXACAVACION SIMPLE C/EQUIPO	m3	2250,72	39,08	87967,97
6	EXACAVACION CON ENTIBADO Y AGOTAMIENTO	m3	1188,80	106,01	126024,69
7	HORMIGON POBRE DE NIVELACION	m3	45,80	1296,97	59401,23
8	HORMIGON TIPO A P/(INFRAESTRUCTURA) Fc= 280 kg/cm2	m3	803,85	3522,68	2831721,82
9	ACERO ESTRUCTURAL Fy= 5000 Kg/cm2	kg	45685,49	19,26	879902,53
10	RELLENO ESTRUCTURAL PARA ESTRIBOS	m3	1996,86	174,94	349331,11
11	BARBACANA DE PVC D=4"	m	32,80	55,56	1822,37
12	APOYO DE NEOPRENO COMPUESTO	dm3	24,00	538,43	12922,32
II	INFRAESTRUCTURA (ESTRIBO CON CONTRAFUERTE)				4035768,92
5	EXACAVACION SIMPLE C/EQUIPO	m3	1350,43	39,08	52780,78
6	EXACAVACION CON ENTIBADO Y AGOTAMIENTO	m3	730,50	106,01	77440,31
7	HORMIGON POBRE DE NIVELACION	m3	40,50	1296,97	52527,29
8	HORMIGON TIPO A P/(INFRAESTRUCTURA) Fc= 280 kg/cm2	m3	820,51	3522,68	2890380,08
9	ACERO ESTRUCTURAL Fy= 5000 Kg/cm2	kg	38681,95	19,26	745014,35
10	RELLENO ESTRUCTURAL PARA ESTRIBOS	m3	1159,72	174,94	202881,42
11	BARBACANA DE PVC D=4"	m	32,80	55,56	1822,37
12	APOYO DE NEOPRENO COMPUESTO	dm3	24,00	538,43	12922,32

ANEXOS A.6
PRECIOS UNITARIOS

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	INSTALACION DE FAENAS		
	CANTIDAD :	1,00		
	UNIDAD :	Glb.		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Ladrillo 6h 24x18x12 cm	Pza.	1500,00	1,30	1950,00
2	Clavos	Kg.	3,00	18,00	54,00
3	Calamina Galvanizada	m2	30,00	52,00	1560,00
4	Cemento	Kg.	1200,00	1,36	1632,00
5	Piedra bruta	m3	3,00	125,00	375,00
6	Madera	p2	40,00	8,00	320,00
7	Arena	m3	4,00	137,50	550,00
8	Grava	m3	5,00	137,50	687,50
9	Agua	ltrs.	1530,00	0,06	91,80
TOTAL MATERIALES					7220,30
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	32,00	18,75	600,00
2	Ayudante	Hr.	40,00	12,50	500,00
3	Peon	Hr.	40,00	12,00	480,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					1580,00
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	869,00
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	365,88
TOTAL MANO DE OBRA					2814,88
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Mezcladora	Hr.	10,00	20,00	200,00
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		140,74
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					340,74
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		1037,59
TOTAL GASTOS GENERALES					1037,59
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		1141,35
TOTAL UTILIDAD					1141,35
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		387,95
TOTAL IMPUESTOS					387,95
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					12942,81
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					12942,81

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	LETRERO DE OBRA		
	CANTIDAD :	1,00		
	UNIDAD :	Pza.		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Madera de construccion	p2	120,00	8,00	960,00
2	Pintura al aceite	Lt.	5,00	45,00	225,00
3	Pernos y accesorios	Glb	1,00	100,00	100,00
4	Lija para madera	m	6,00	6,00	36,00
5	Arena	m3	0,20	137,50	27,50
6	Grava	m3	0,26	137,50	35,75
7	Cemento	Kg	50,00	1,3600	68,00
8	Agua	ltrs.	102,00	0,09	9,18
TOTAL MATERIALES					1461,43
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	15,00	18,75	281,25
2	Ayudante	Hr.	4,00	12,50	50,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					331,25
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	182,19
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	76,71
TOTAL MANO DE OBRA					590,15
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		29,51
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					29,51
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		208,11
TOTAL GASTOS GENERALES					208,11
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		228,92
TOTAL UTILIDAD					228,92
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		77,81
TOTAL IMPUESTOS					77,81
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					2595,92
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					2595,92

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	LIMPIEZA Y DESBROCE		
	CANTIDAD :	600,00		
	UNIDAD :	m2		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
TOTAL MATERIALES					0,00
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Ayudante	Hr.	0,25	12,50	3,13
SUBTOTAL MANO DE OBRA					3,13
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	1,72
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	0,72
TOTAL MANO DE OBRA					5,57
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		0,28
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					0,28
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		0,58
TOTAL GASTOS GENERALES					0,58
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		0,64
TOTAL UTILIDAD					0,64
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		0,22
TOTAL IMPUESTOS					0,22
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					7,29
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					7,29

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	REPLANTEO Y TRAZO DEL PUENTE		
	CANTIDAD :	1,00		
	UNIDAD :	Glb.		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Estacas (2"x2"x0.30)	Pza	80,00	2,50	200,00
2	Pintura al aceite	Lt.	1,00	45,00	45,00
3	Cal	Kg.	30,00	1,08	32,50
TOTAL MATERIALES					277,50
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Topografo	Hr.	20,00	20,00	400,00
2	Alarife	Hr.	20,00	12,00	240,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					640,00
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	352,00
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	148,20
TOTAL MANO DE OBRA					1140,20
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Equipo topografico	Hr.	20,00	40,00	800,00
2	Nivel de Ingeniero	Hr.	20,00	200,00	4000,00
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		57,01
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					4857,01
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		627,47
TOTAL GASTOS GENERALES					627,47
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		690,22
TOTAL UTILIDAD					690,22
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		234,61
TOTAL IMPUESTOS					234,61
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					7827,01
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					7827,01

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	EXACAVACION SIMPLE C/EQUIPO		
	CANTIDAD :	2674,80		
	UNIDAD :	m3		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
TOTAL MATERIALES					0,00
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Peon	Hr.	0,200	12,00	2,40
2	Ayudante	Hr.	0,100	12,50	1,25
3	Operador equipo Pesado	Hr.	0,015	18,00	0,27
SUBTOTAL MANO DE OBRA					3,92
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	2,16
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	0,91
TOTAL MANO DE OBRA					6,98
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Volqueta	Hr.	0,100	150,00	15,00
2	Excavadora	Hr.	0,015	600,00	9,00
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		0,35
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					24,35
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		3,13
TOTAL GASTOS GENERALES					3,13
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		3,45
TOTAL UTILIDAD					3,45
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		1,17
TOTAL IMPUESTOS					1,17
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					39,08
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					39,08

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	EXCAVACION CON ENTIBADO Y AGOTAMIENTO		
	CANTIDAD :	1188,80		
	UNIDAD :	m3		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
TOTAL MATERIALES					0,00
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Operador Equipo Pesado	Hr.	0,100	18,00	1,80
2	Ayudante	Hr.	0,100	12,50	1,25
3	Chofer	Hr.	0,100	13,25	1,33
SUBTOTAL MANO DE OBRA					4,38
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	2,41
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	1,01
TOTAL MANO DE OBRA					7,79
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Excavadora	Hr.	0,100	600,00	60,00
2	Bomba de agua	Hr.	0,100	18,00	1,80
3	Volqueta	Hr.	0,100	150,00	15,00
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		0,39
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					77,19
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		8,50
TOTAL GASTOS GENERALES					8,50
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		9,35
TOTAL UTILIDAD					9,35
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		3,18
TOTAL IMPUESTOS					3,18
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					106,01
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					106,01

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	HORMIGON POBRE DE NIVELACION		
	CANTIDAD :	45,80		
	UNIDAD :	m3		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cemento	Kg.	250,00	1,36	340,00
2	Arena	m3	0,50	137,50	68,75
3	Grava	m3	0,70	137,50	96,25
4	Madera de Construccion	P2	20,00	8,00	160,00
TOTAL MATERIALES					665,00
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	6,00	18,75	112,50
2	Ayudante	Hr.	6,00	12,50	75,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					187,50
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	103,13
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	43,42
TOTAL MANO DE OBRA					334,04
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Mezcladora	Hr.	1,00	24,00	24,00
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		16,70
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					40,70
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		103,97
TOTAL GASTOS GENERALES					103,97
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		114,37
TOTAL UTILIDAD					114,37
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		38,88
TOTAL IMPUESTOS					38,88
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					1296,97
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					1296,97

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	HORMIGON SIMPLE P/(INFRAESTRUCTURA) Fc= 280 kg/cm2		
	CANTIDAD :	818,45		
	UNIDAD :	m3		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cemento	Kg.	360,00	1,36	489,60
2	Arena	m3	0,50	137,50	68,75
3	Grava	m3	0,70	137,50	96,25
4	Clavos	Kg.	1,00	18,00	18,00
5	Alambre de amarre	Kg.	1,00	18,00	18,00
6	Madera de construccion	p2	80,00	8,00	640,00
TOTAL MATERIALES					1330,60
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Ayudante	Hr.	22,00	12,50	275,00
3	Albañil	Hr.	12,00	18,75	225,00
4	Encofrador	Hr.	15,00	18,75	281,25
SUBTOTAL MANO DE OBRA					781,25
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	429,69
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	180,91
TOTAL MANO DE OBRA					1391,85
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Mescladora	Hr.	1,00	20,00	20,00
2	Vibradora	Hr.	0,80	15,00	12,00
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)					5,00 %
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					101,59
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		282,40
TOTAL GASTOS GENERALES					282,40
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		310,64
TOTAL UTILIDAD					310,64
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		105,59
TOTAL IMPUESTOS					105,59
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					3522,68
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					3522,68

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	ACERO ESTRUCTURAL Fy= 5000 Kg/cm2		
	CANTIDAD :	46000,36		
	UNIDAD :	Kg		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Acero corrugado	Kg.	1,05	9,95	10,45
2	Alambre de amarre	Kg.	0,05	18,00	0,90
TOTAL MATERIALES					11,35
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Armador	Hr.	0,07	18,75	1,31
2	Ayudante	Hr.	0,07	12,50	0,88
SUBTOTAL MANO DE OBRA					2,19
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	1,20
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	0,51
TOTAL MANO DE OBRA					3,90
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		0,19
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					0,19
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		1,54
TOTAL GASTOS GENERALES					1,54
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		1,70
TOTAL UTILIDAD					1,70
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		0,58
TOTAL IMPUESTOS					0,58
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					19,26
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					19,26

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL SELECCIONADO		
	CANTIDAD :	1996,86		
	UNIDAD :	m3		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Material de Relleno Seleccionado	m3	1,30	40,00	52,00
TOTAL MATERIALES					52,00
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	0,50	18,75	9,38
2	Ayudante	Hr.	2,50	12,50	31,25
SUBTOTAL MANO DE OBRA					40,63
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	22,34
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	9,41
TOTAL MANO DE OBRA					72,38
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Compactadora Manual Saltarina	Hr.	0,35	35,00	12,25
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		3,62
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					15,87
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		14,02
TOTAL GASTOS GENERALES					14,02
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		15,43
TOTAL UTILIDAD					15,43
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		5,24
TOTAL IMPUESTOS					5,24
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					174,94
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					174,94

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	BARBACANA DE PVC D=4"		
	CANTIDAD :	32,80		
	UNIDAD :	m3		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Tubo PVC. D = 4"	m	1,05	28,50	29,93
TOTAL MATERIALES					29,93
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	0,25	18,75	4,69
2	Ayudante	Hr.	0,25	12,50	3,13
SUBTOTAL MANO DE OBRA					7,81
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	4,30
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	1,81
TOTAL MANO DE OBRA					13,92
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		0,70
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					0,70
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		4,45
TOTAL GASTOS GENERALES					4,45
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		4,90
TOTAL UTILIDAD					4,90
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		1,67
TOTAL IMPUESTOS					1,67
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					55,56
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					55,56

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	APOYO DE NEOPRENO COMPUESTO		
	CANTIDAD :	24,00		
	UNIDAD :	dm3		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Neopreno	dm3	1,00	420,00	420,00
TOTAL MATERIALES					420,00
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	0,30	18,75	5,63
2	Peon	Hr.	0,05	12,00	0,60
SUBTOTAL MANO DE OBRA					6,23
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	3,42
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	1,44
TOTAL MANO DE OBRA					11,09
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		0,55
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					0,55
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		43,16
TOTAL GASTOS GENERALES					43,16
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		47,48
TOTAL UTILIDAD					47,48
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		16,14
TOTAL IMPUESTOS					16,14
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					538,43
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					538,43

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	HORMIGON P/VIGAS Fc= 350 Kg/cm2		
	CANTIDAD :	78,01		
	UNIDAD :	m3		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cemento	Kg.	475,00	1,36	646,00
2	Arena	m3	0,65	137,50	89,38
3	Grava	m3	0,85	137,50	116,88
4	Viscocrete	Kg.	4,75	80,00	380,00
5	Clavos	Kg.	2,00	18,00	36,00
6	Alambre de amarre	Kg.	2,00	18,00	36,00
7	Madera de construccion	P2	90,00	10,00	900,00
8	Agua	ltrs.	250	0,09	22,5
TOTAL MATERIALES					2226,75
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	20,00	18,75	375,00
2	Ayudante	Hr.	20,00	12,50	250,00
3	Encofrador	Hr.	20,00	18,75	375,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					1000,00
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	550,00
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	231,57
TOTAL MANO DE OBRA					1781,57
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Mezcladora	Hr.	1,00	20,00	20,00
2	Vibradora	Hr.	0,80	15,00	12,00
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		89,08
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					121,08
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		412,94
TOTAL GASTOS GENERALES					412,94
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		454,23
TOTAL UTILIDAD					454,23
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		154,39
TOTAL IMPUESTOS					154,39
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					5150,97
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					5150,97

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	CABLES DE ACERO P/PRETENSADO 12 T		
	CANTIDAD :	360,00		
	UNIDAD :	m		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cable pretensado 12t d=1/2" G-270	m.	12,60	28,50	359,10
TOTAL MATERIALES					359,10
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Especialista	Hr.	0,15	22,50	3,38
2	Ayudante	Hr.	0,20	12,50	2,50
SUBTOTAL MANO DE OBRA					5,88
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	3,23
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	1,36
TOTAL MANO DE OBRA					10,47
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		0,52
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					0,52
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		37,01
TOTAL GASTOS GENERALES					37,01
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		40,71
TOTAL UTILIDAD					40,71
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		13,84
TOTAL IMPUESTOS					13,84
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					461,65
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					461,65

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	VAINAS DE CHAPA CORRUGADA		
	CANTIDAD :	360,00		
	UNIDAD :	m		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Vainas de chapa corrugada	m.	1,05	109,60	115,08
TOTAL MATERIALES					115,08
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Especialista	Hr.	0,10	22,50	2,25
2	Ayudante	Hr.	0,20	12,50	2,50
SUBTOTAL MANO DE OBRA					4,75
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	2,61
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	1,10
TOTAL MANO DE OBRA					8,46
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		0,42
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					0,42
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		12,40
TOTAL GASTOS GENERALES					12,40
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		13,64
TOTAL UTILIDAD					13,64
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		4,63
TOTAL IMPUESTOS					4,63
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					154,63
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					154,63

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	CONOS DE ANCLAJE C/ACCESORIOS		
	CANTIDAD :	24,00		
	UNIDAD :	Pza.		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Conos de anclaje y accesorios p/12T	Pza.	1,00	2400,00	2400,00
TOTAL MATERIALES					2400,00
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
SUBTOTAL MANO DE OBRA					0,00
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	0,00
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	0,00
TOTAL MANO DE OBRA					0,00
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		0,00
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					0,00
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		240,00
TOTAL GASTOS GENERALES					240,00
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		264,00
TOTAL UTILIDAD					264,00
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		89,73
TOTAL IMPUESTOS					89,73
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					2993,73
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					2993,73

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	TESADO DE CABLES		
	CANTIDAD :	360,00		
	UNIDAD :	m		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
TOTAL MATERIALES					0,00
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Especialista Tesador	Hr.	0,10	55,00	5,50
2	Ayudante	Hr.	0,10	12,50	1,25
SUBTOTAL MANO DE OBRA					6,75
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	3,71
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	1,56
TOTAL MANO DE OBRA					12,03
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Equipo de Tesado	Hr.	0,05	1700,00	85,00
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		0,60
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					85,60
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		9,76
TOTAL GASTOS GENERALES					9,76
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		10,74
TOTAL UTILIDAD					10,74
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		3,65
TOTAL IMPUESTOS					3,65
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					121,78
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					121,78

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	INYECCION LECHADA DE CEMENTO		
	CANTIDAD :	360,00		
	UNIDAD :	m		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cemento	Kg.	4,00	1,36	5,44
2	Intraplast	Kg.	0,04	90,00	3,60
TOTAL MATERIALES					9,04
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Especialista	Hr.	0,50	22,50	11,25
2	Ayudante	Hr.	0,50	12,50	6,25
SUBTOTAL MANO DE OBRA					17,50
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	9,63
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	4,05
TOTAL MANO DE OBRA					31,18
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Equipo de inyeccion	Hr.	0,10	300,00	30,00
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		1,56
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					31,56
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		7,18
TOTAL GASTOS GENERALES					7,18
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		7,90
TOTAL UTILIDAD					7,90
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		2,68
TOTAL IMPUESTOS					2,68
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					89,53
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					89,53

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	MONTAJE DE LAS VIGAS DE H° P°		
	CANTIDAD :	120,00		
	UNIDAD :	m		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
TOTAL MATERIALES					0,00
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	0,060	18,75	1,13
2	Ayudante	Hr.	0,136	12,50	1,70
3	Especialista	Hr.	1,500	22,50	33,75
4	2 Operador Equipo pesado	Hr.	3,000	18,00	54,00
5	2 Ayudante de Operador	Hr.	2,000	12,00	24,00
6	Soldador	Hr.	0,100	20,00	2,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					116,57
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	64,11
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	26,99
TOTAL MANO DE OBRA					207,68
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	2 Grúa 60 tn	Hr.	0,067	8750,00	586,25
2	Retroexcavadora	Hr.	0,067	250,00	16,67
3	Compactadora Rodillo	Hr.	0,067	300,00	20,00
4	Generador Electrico	Hr.	0,20	30,00	6,00
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		10,38
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					639,30
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		84,70
TOTAL GASTOS GENERALES					84,70
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		93,17
TOTAL UTILIDAD					93,17
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		31,67
TOTAL IMPUESTOS					31,67
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					1056,51
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					1056,51

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	HORMIGON SIMPLE P/(SUPERESTRUCTURA) Fc= 280 Kg/m2		
	CANTIDAD :	68,34		
	UNIDAD :	m3		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cemento	Kg.	360,00	1,36	489,60
2	Arena	m3	0,50	137,50	68,75
3	Grava	m3	0,70	137,50	96,25
4	Clavos	Kg.	1,00	18,00	18,00
5	Alambre de amarre	Kg.	1,00	18,00	18,00
6	Madera de construccion	p2	80,00	8,00	640,00
7	Agua	ltrs.	170,00	0,09	15,30
TOTAL MATERIALES					1345,90
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Encofrador	Hr.	22,00	18,75	412,50
2	Albañil	Hr.	12,00	18,75	225,00
3	Ayudante	Hr.	15,00	12,50	187,50
SUBTOTAL MANO DE OBRA					825,00
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	453,75
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	191,05
TOTAL MANO DE OBRA					1469,80
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Mescladora	Hr.	1,00	20,00	20,00
2	Vibradora	Hr.	0,80	15,00	12,00
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		73,49
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					105,49
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		292,12
TOTAL GASTOS GENERALES					292,12
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		321,33
TOTAL UTILIDAD					321,33
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		109,22
TOTAL IMPUESTOS					109,22
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					3643,85
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					3643,85

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	ACERO ESTRUCTURAL Fy= 5000 Kg/cm2		
	CANTIDAD :	16440,62		
	UNIDAD :	Kg.		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Acero corrugado	Kg.	1,05	9,95	10,45
2	Alambre de amarre	Kg.	0,05	18,00	0,90
TOTAL MATERIALES					11,35
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Armador	Hr.	0,07	18,75	1,31
2	Ayudante	Hr.	0,07	12,50	0,88
SUBTOTAL MANO DE OBRA					2,19
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	1,20
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	0,51
TOTAL MANO DE OBRA					3,90
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		0,19
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					0,19
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		1,54
TOTAL GASTOS GENERALES					1,54
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		1,70
TOTAL UTILIDAD					1,70
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		0,58
TOTAL IMPUESTOS					0,58
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					19,26
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					19,26

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	BARBACANA DE PVC D=4"		
	CANTIDAD :	12,60		
	UNIDAD :	m		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Tubo PVC. D = 4"	m	1,05	28,50	29,93
TOTAL MATERIALES					29,93
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	0,25	18,75	4,69
2	Ayudante	Hr.	0,25	12,50	3,13
SUBTOTAL MANO DE OBRA					7,81
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	4,30
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	1,81
TOTAL MANO DE OBRA					13,92
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		0,70
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					0,70
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		4,45
TOTAL GASTOS GENERALES					4,45
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		4,90
TOTAL UTILIDAD					4,90
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		1,67
TOTAL IMPUESTOS					1,67
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					55,56
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					55,56

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	BARANDADO DE HORMIGON ARMADO		
	CANTIDAD :	180,00		
	UNIDAD :	m		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cemento	kg	30,00	1,40	42,00
2	Arena	m3	0,30	200,00	60,00
3	Grava	m3	0,50	215,00	107,50
4	Madera de construccion	P2	4,00	8,00	32,00
5	Clavos	kg	0,12	18,00	2,16
6	Alambre	kg	0,12	18,00	2,16
7	Acero estructural	kg	15,00	8,76	131,40
8	Agua	ltrs.	3,82	0,09	0,34
TOTAL MATERIALES					377,56
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	5,00	18,75	93,75
2	Ayudante	Hr.	5,00	12,50	62,50
3	Encofrador	Hr.	5,00	18,75	93,75
4	Armador	Hr.	5,00	18,75	93,75
SUBTOTAL MANO DE OBRA					343,75
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	189,06
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	79,60
TOTAL MANO DE OBRA					612,41
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Hormigonera	Hr.	0,20	55,00	11,00
2	Vibradora	Hr.	0,20	35,00	7,00
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)					5,00 %
					30,62
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					48,62
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		103,86
TOTAL GASTOS GENERALES					103,86
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		114,25
TOTAL UTILIDAD					114,25
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		38,83
TOTAL IMPUESTOS					38,83
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					1295,54
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					1295,54

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	JUNTA DE DILATACION ACERO GOMA		
	CANTIDAD :	14,60		
	UNIDAD :	m		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Angular 100X100X10mm	m	2,00	315,60	631,20
2	Flexopreno	m	1,00	450,00	450,00
3	Acero estructural	Kg.	1,05	9,95	10,45
4	Soldadura de arco	Kg.	0,05	18,00	0,90
TOTAL MATERIALES					1092,55
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Ayudante	Hr.	1,00	12,50	12,50
2	Soldador	Hr.	3,00	20,00	60,00
3	Peon	Hr.	1,00	12,00	12,00
4					
SUBTOTAL MANO DE OBRA					84,50
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	46,48
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	19,57
TOTAL MANO DE OBRA					150,54
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Equipo de soldar	Hr.	3,00	40,00	120,00
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		7,53
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					127,53
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		137,06
TOTAL GASTOS GENERALES					137,06
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		150,77
TOTAL UTILIDAD					150,77
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		51,25
TOTAL IMPUESTOS					51,25
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					1709,69
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					1709,69

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	PROV. Y COLOC. GAVIONES DE 2x1x1 m		
	CANTIDAD :	300,00		
	UNIDAD :	m3		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Piedra	m3	1,05	125,00	131,25
2	Gavion macaferri 2x1x1m	Pza.	1,00	325,00	325,00
3	Alambre galvanizado N 10	Kg.	0,50	22,00	11,00
TOTAL MATERIALES					467,25
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	3,00	18,75	56,25
2	Ayudante	Hr.	3,00	12,50	37,50
SUBTOTAL MANO DE OBRA					93,75
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	51,56
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	21,71
TOTAL MANO DE OBRA					167,02
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		8,35
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					8,35
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		64,26
TOTAL GASTOS GENERALES					64,26
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		70,69
TOTAL UTILIDAD					70,69
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		24,03
TOTAL IMPUESTOS					24,03
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					801,60
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					801,60

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	PROV. Y COLOC. COLCHONETA DE 6x2x0,25 m		
	CANTIDAD :	100,00		
	UNIDAD :	m3		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Piedra bruta	m3	1,05	125,00	131,25
2	Gavion Colchoneta 6x2x0,25	Pza.	0,51	410,00	209,10
3	Alambre galvanizado N 10	Kg.	2,00	22,00	44,00
TOTAL MATERIALES					384,35
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	1,60	18,75	30,00
2	Ayudante	Hr.	1,60	12,50	20,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					50,00
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	27,50
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	11,58
TOTAL MANO DE OBRA					89,08
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		4,45
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					4,45
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		47,79
TOTAL GASTOS GENERALES					47,79
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		52,57
TOTAL UTILIDAD					52,57
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		17,87
TOTAL IMPUESTOS					17,87
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					596,11
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					596,11

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES				
	PROYECTO :	CONSTRUCCION PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SALUCO		
	ACTIVIDAD :	LIMPIEZA GENERAL		
	CANTIDAD :	1,00		
	UNIDAD :	Glb.		
	MONEDA :	BOLIVIANOS		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
TOTAL MATERIALES					0,00
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Chofer	Hr.	10,00	18,75	187,50
2	Ayudante	Hr.	20,00	12,50	250,00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					437,50
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.18%)				55,00 %	240,63
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	101,31
TOTAL MANO DE OBRA					779,44
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Volqueta	Hr.	10,00	110,00	1100,00
HERRAMIENTAS = (% DEL TOTAL DE MANO DE OBRA)			5,00 %		38,97
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					1138,97
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		191,84
TOTAL GASTOS GENERALES					191,84
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		211,02
TOTAL UTILIDAD					211,02
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		71,73
TOTAL IMPUESTOS					71,73
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					2393,00
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					2393,00

ANEXOS A.7
COMPUTOS MÉTRICOS Y PRESUPUESTO

UNIVERSIDAD AUTONOMA JUAN MISAEL SARACHO

BARRIO : EL TEJAR

DEPARTAMENTO : TARIJA

Proyecto : DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QDA. SALUCO EN YESERA NORTE

Tipo de obra : CIVIL

Ubicación : TARIJA

Propietario : CARLOS ABRAHAM HEREDIA TABOADA

LISTADO DE ACTIVIDADES A REALIZAR (ITEMS)

ITEMS	DESCRIPCION POR ITEMS	UNIDAD
I	OBRAS PRELIMINARES	
1	INSTALACION DE FAENAS	Glb.
2	LETRERO DE OBRA	Pza.
3	LIMPIEZA Y DESBROCE	m2
4	REPLANTEO Y TRAZO DEL PUENTE	Glb.
II	INFRAESTRUCTURA	
5	EXACAVACION SIMPLE C/EQUIPO	m3
6	EXACAVACION CON ENTIBADO Y AGOTAMIENTO	m3
7	HORMIGON POBRE DE NIVELACION	m3
8	HORMIGON SIMPLE P/(INFRAESTRUCTURA) $F_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	m3
9	ACERO ESTRUCTURAL $F_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$	Kg.
10	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL SELECCIONADO	m3
11	BARBACANA DE PVC D=4"	m
12	APOYO DE NEOPRENO COMPUESTO	dm3
III	SUPERESTRUCTURA	
13	HORMIGON P/VIGAS $F_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$	m3
14	CABLES DE ACERO P/PRETENSADO 12 T	m
15	VAINAS DE CHAPA CORRUGADA	m
16	CONOS DE ANCLAJE C/ACCESORIOS	Pza.
17	TESADO DE CABLES	m
18	INYECCION LECHADA DE CEMENTO	m
19	MONTAJE DE LAS VIGAS DE H° P°	m
20	HORMIGON SIMPLE P/(SUPERESTRUCTURA) $F_c = 280 \text{ Kg/m}^2$	m3
21	ACERO ESTRUCTURAL $F_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$	Kg.
22	BARBACANA DE PVC D=4"	m
23	BARANDADO DE HORMIGON ARMADO	m
24	JUNTA DE DILATACION ACERO GOMA	m
IV	OBRAS COMPLEMENTARIAS	
25	PROV. Y COLOC. GAVIONES DE 2x1x1 m	m3
26	PROV. Y COLOC. COLCHONETA DE 6x2x0,25 m	m3
27	LIMPIEZA GENERAL	Glb.

COMPUTOS METRICOS PUENTE VEHICULAR

Proyecto : DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QDA. SALUCO EN YESERA NO

UBICACIÓN : TARIJA

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	PARCIAL	PARTES IGUALES	TOTAL
I	OBRAS PRELIMINARES				
1	INSTALACION DE FAENAS	Glb.	1,00	1,00	1,00
2	LETRERO DE OBRA	Pza.	1,00	1,00	1,00
3	LIMPIEZA Y DESBROCE	m2	600,00	1,00	600,00
4	REPLANTEO Y TRAZO DEL PUENTE	Glb.	1,00	1,00	1,00
II	INFRAESTRUCTURA				
5	EXACAVACION SIMPLE C/EQUIPO	m3	1337,40	2,00	2.674,80
6	EXACAVACION CON ENTIBADO Y AGOTAMIENTO	m3	594,40	2,00	1.188,80
7	HORMIGON POBRE DE NIVELACION	m3			
	- Estribos	m3	22,90	2,00	45,80
	- Total	m3			45,80
8	HORMIGON SIMPLE P/(INFRAESTRUCTURA) Fc= 280 kg/cm2				
	- Estribos	m3	401,93	2,00	803,85
	- Losa de Aproximacion	m3	7,30	2,00	14,60
	- Total	m3			818,45
9	ACERO ESTRUCTURAL Fy= 5000 Kg/cm2	Kg			
	- Estribos	Kg	22842,7	2,00	45.685,49
	- Losa de Aproximacion	Kg	157,43	2,00	314,87
	- Total	Kg			46.000,36
10	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL SELECCIONADO				
	- Estribos	Kg	998,43	2,00	1.996,86
	- Total	Kg			1.996,86
11	BARBACANA DE PVC D=4"	m	32,80	1,00	32,80
12	APOYO DE NEOPRENO COMPUESTO	Dm3	3,00	8,00	24,00

III	SUPERESTRUCTURA				
13	HORMIGON P/VIGAS Fc= 350 Kg/cm2	m3			
	- Vigas	m3	19,502	4,00	78,01
	- Total	m3			78,01
14	CABLES DE ACERO P/PRETENSADO 12 T	m	30,00	12	360,00
15	VAINAS DE CHAPA CORRUGADA	m	30,00	12	360,00
16	CONOS DE ANCLAJE C/ACCESORIOS	Pza.	1,00	24	24,00
17	TESADO DE CABLES	m	30,00	12	360,00
18	INYECCION LECHADA DE CEMENTO	m	30,00	12	360,00
19	MONTAJE DE LAS VIGAS DE H° P°	m	30,00	4	120,00
20	HORMIGON SIMPLE P/(SUPERESTRUCTURA) Fc= 280 Kg/m2				
	- Losa	m3	43,80	1	43,80
	- Vereda y Bordillo	m3	8,03	2	16,05
	- Diafragmas	m3	1,50	5	7,50
	- Poste	m3	0,03	32	0,99
	- Total	m3			68,34
21	ACERO ESTRUCTURAL Fy= 5000 Kg/cm2	kg			
	- Losa	kg	5787,56	1	5.787,56
	- Vereda y Bordillo	kg	750,89	2	1.501,78
	- Diafragmas Interno	kg	170,00	3	510,00
	- Diafragmas Externo	kg	164,16	2	328,32
	- Poste	kg	5,39	32	172,51
	- Vigas	kg	2035,11	4	8.140,45
	- Total	kg			16.440,62
22	BARBACANA DE PVC D=4"	m	0,45	28,00	12,60
23	BARANDADO DE HORMIGON ARMADO	m	30,00	6,00	180,00
24	JUNTA DE DILATACION ACERO GOMA	m	7,30	2,00	14,60
IV	OBRAS COMPLEMENTARIAS				
25	PROV. Y COLOC. GAVIONES DE 2x1x1 m	m3	300,00	1,00	300,00
26	PROV. Y COLOC. COLCHONETA DE 6x2x0,25 m	m3	100,00	1,00	100,00
	MITIGACION AMBIENTAL				
27	LIMPIEZA GENERAL	Glb.	1,00	1,00	1,00

28	LETRERO DE SE;ALIZAXCION VERTICAL	pza	1,00	1,00	1,00
29	CONTENEDOR DE RESIDUOS	Glb	1,00	1,00	1,00
30	PLACA DE ENTREGA	GLB	1,00	1,00	1,00

METRADO SUPER ESTRUCTURA

POSTE						
POS.	Diam.	L. Unit.	N°	L. Total	P.Unit.	P. Total
	(mm.)	(m.)	Piezas	(m.)	(Kg/m.)	(Kg.)
1	10	3,88	2	7,76	0,62	4,81
2	6	0,58	1	0,58	0,23	0,13
3	6	0,54	1	0,54	0,23	0,12
4	6	0,50	1	0,50	0,23	0,12
5	6	0,46	1	0,46	0,23	0,11
6	6	0,44	1	0,44	0,23	0,10
PESO TOTAL						5,39

LOSA						
POS.	Diam.	L. Unit.	N°	L. Total	P.Unit.	P. Total
	(mm.)	(m.)	Piezas	(m.)	(Kg/m.)	(Kg.)
1	16	7,91	151	1194,41	1,58	1887,17
2	12	7,65	211	1614,15	0,89	1436,59
3	16	30,20	31	936,20	1,58	1479,20
4	12	29,90	37	1106,30	0,89	984,61
PESO TOTAL						5787,56

VEREDA Y BORDILLO						
POS.	Diam.	L. Unit.	N°	L. Total	P.Unit.	P. Total
	(mm.)	(m.)	Piezas	(m.)	(Kg/m.)	(Kg.)
5	10	29,90	6	179,40	0,62	111,23
6	16	29,90	4	119,60	1,58	188,97
7	12	2,40	211	506,40	0,89	450,70
PESO TOTAL						750,89

DIAFRAGMA INTERNO						
N°	Diam.	L. Unit.	N°	L. Total	P. Unit.	P. Total
	(mm)	(m)	Piezas	(m)	(kg/m)	(kg)
8	20	6,75	3	20,25	2,47	50,02
9	8	6,00	12	72,00	0,40	28,80
10	20	6,00	3	18,00	2,47	44,46
12	10	3,14	24	75,36	0,62	46,72
PESO TOTAL						170,00

DIAFRAGMA EXTERNO						
N°	Diam.	L. Unit.	N°	L. Total	P. Unit.	P. Total
	(mm)	(m)	Piezas	(m)	(kg/m)	(kg)
8	20	6,75	3	20,25	2,47	50,02
9	8	6,00	12	72,00	0,40	28,80
10	20	6,00	3	18,00	2,47	44,46
11	10	3,14	21	65,94	0,62	40,88
PESO TOTAL						164,16

VIGA PRETENSADA 30 M						
POS.	Diam.	L. Unit.	Nº	L. Total	P.Unit.	P. Total
	(mm.)	(m.)	PIEZAS	(m.)	(Kg/m.)	(Kg.)
1	16	29,95	7	209,65	1,58	331,25
1a	10	29,95	2	59,90	0,62	37,14
2	10	2,32	148	343,36	0,62	212,88
3	10	2,32	176	408,32	0,62	253,16
4	10	29,95	4	119,80	0,62	74,28
5	16	29,95	8	239,60	1,58	378,57
6	10	4,08	176	718,08	0,62	445,21
7	16	2,28	16	36,48	1,58	57,64
8	10	0,84	140	117,60	0,62	72,91
9	10	4,98	28	139,44	0,62	86,45
10	12	0,99	14	13,86	0,89	12,34
11	12	4,07	6	24,42	0,89	21,73
12	10	0,88	72	63,36	0,62	39,28
13	10	0,55	36	19,80	0,62	12,28
PESO TOTAL						2035,11

VIGA PRETENSADA 30 M						
POS.	Diam.	L. Unit.	Nº	L. Total	P.Unit.	P. Total
	(mm.)	(m.)	PIEZAS	(m.)	(Kg/m.)	(Kg.)
1	16	29,95	7	209,65	1,58	331,25
1a	10	29,95	2	59,90	0,62	37,14
2	10	2,32	148	343,36	0,62	212,88
3	10	2,32	176	408,32	0,62	253,16
4	10	29,95	4	119,80	0,62	74,28
5	16	29,95	8	239,60	1,58	378,57
6	10	4,08	176	718,08	0,62	445,21
7	16	2,28	16	36,48	1,58	57,64
8	10	0,84	140	117,60	0,62	72,91
9	10	4,98	28	139,44	0,62	86,45
10	12	0,99	14	13,86	0,89	12,34
11	12	4,07	6	24,42	0,89	21,73
12	10	0,88	72	63,36	0,62	39,28
13	10	0,55	36	19,80	0,62	12,28
14	10	2,00	4	8,00	0,62	4,96
15	10	2,00	4	8,00	0,62	4,96
16	10	2,00	4	8,00	0,62	4,96
17	10	2,00	4	8,00	0,62	4,96
18	10	2,00	4	8,00	0,62	4,96
19	10	2,00	4	8,00	0,62	4,96
20	10	2,00	4	8,00	0,62	4,96
21	10	2,00	4	8,00	0,62	4,96
22	10	0,40	180	72,00	0,62	44,64
PESO TOTAL						2119,43

ESTRIBO						
POS.	Diam.	L. Unit.	Nº	L. Total	P.Unit.	P. Total
	(mm.)	(m.)	PIEZAS	(m.)	(Kg/m.)	(Kg.)
1	16	7,51	58	435,58	1,58	688,22
2	10	9,50	25	237,50	0,62	147,25
3	20	10,75	33	354,75	2,47	876,23
3a	20	7,10	32	227,20	2,47	561,18
4	12	10,75	33	354,75	0,89	315,73
4a	12	7,10	32	227,20	0,89	202,21
5	20	9,50	36	342,00	2,47	844,74
5a	12	9,50	36	342,00	0,89	304,38
6	20	11,00	32	352,00	2,47	869,44
7	20	6,75	31	209,25	2,47	516,85
8	20	28,70	40	1148,00	2,47	2835,56
9	20	11,00	32	352,00	2,47	869,44
10	20	7,40	31	229,40	2,47	566,62
11	20	28,70	35	1004,50	2,47	2481,12
12	20	8,10	60	486,00	2,47	1200,42
13	20	4,15	52	215,80	2,47	533,03
14	20	8,10	70	567,00	2,47	1400,49
14a	20	3,50	16	56,00	2,47	138,32
15	20	6,55	68	445,40	2,47	1100,14
16	20	7,30	66	481,80	2,47	1190,05
16a	20	10,60	64	678,40	2,47	1675,65
17	12	7,30	66	481,80	0,89	428,80
17a	12	10,60	64	678,40	0,89	603,78
18	20	10,00	50	500,00	2,47	1235,00
18a	12	10,00	50	500,00	0,89	445,00
19	20	5,50	44	242,00	2,47	597,74
19a	12	5,50	44	242,00	0,89	215,38
PESO TOTAL						22842,74

LOSA DE APROXIMACION						
POS.	Diam.	L. Unit.	Nº	L. Total	P.Unit.	P. Total
	(mm.)	(m.)	PIEZAS	(m.)	(Kg/m.)	(Kg.)
1	10	5,25	25	131,25	0,62	80,921
2	10	7,30	17	124,10	0,62	76,512
PESO TOTAL						157,433

Proyecto	: DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QDA. SALUCO EN YESERA NORTE
Tipo de obra	: CIVIL

PRESUPUESTO POR ITEMS Y GENERAL DE LA OBRA (En Bolivianos)

ITEMS	DESCRIPCION POR ITEMS	UNI.	CANT.	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
I	OBRAS PRELIMINARES				27739,74
1	INSTALACION DE FAENAS	Glb.	1,00	12942,81	12942,81
2	LETRERO DE OBRA	Pza.	1,00	2595,92	2595,92
3	LIMPIEZA Y DESBROCE	m2	600,00	7,29	4374,00
4	REPLANTEO Y TRAZO DEL PUENTE	Glb.	1,00	7827,01	7827,01
II	INFRAESTRUCTURA				4423152,28
5	EXACAVACION SIMPLE C/EQUIPO	m3	2674,80	39,08	104531,18
6	EXACAVACION CON ENTIBADO Y AGOTAMIENTO	m3	1188,80	106,01	126024,69
7	HORMIGON POBRE DE NIVELACION	m3	45,80	1296,97	59401,23
8	HORMIGON SIMPLE P/(INFRAESTRUCTURA) Fc= 280 kg/cm2	m3	818,45	3522,68	2883152,95
9	ACERO ESTRUCTURAL Fy= 5000 Kg/cm2	Kg.	46000,36	19,26	885966,85
10	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL SELECCIONADO	m3	1996,86	174,94	349330,69
11	BARBACANA DE PVC D=4"	m	32,80	55,56	1822,37
12	APOYO DE NEOPRENO COMPUESTO	dm3	24,00	538,43	12922,32
III	SUPERESTRUCTURA				2728802,99
13	HORMIGON P/VIGAS Fc= 350 Kg/cm2	m3	78,01	5150,97	401825,11
14	CABLES DE ACERO P/PRETENSADO 12 T	m	360,00	461,65	166194,00
15	VAINAS DE CHAPA CORRUGADA	m	360,00	154,63	55666,80
16	CONOS DE ANCLAJE C/ACCESORIOS	Pza.	360,00	2993,73	1077742,80
17	TESADO DE CABLES	m	360,00	121,78	43840,80
18	INYECCION LECHADA DE CEMENTO	m	360,00	89,53	32230,80
19	MONTAJE DE LAS VIGAS DE H° P°	m	120,00	1056,51	126781,20
20	HORMIGON SIMPLE P/(SUPERESTRUCTURA) Fc= 280 Kg/m2	m3	68,34	3643,85	249016,34
21	ACERO ESTRUCTURAL Fy= 5000 Kg/cm2	Kg.	16440,62	19,26	316646,41
22	BARBACANA DE PVC D=4"	m	12,60	55,56	700,06
23	BARANDADO DE HORMIGON ARMADO	m	180,00	1295,54	233197,20
24	JUNTA DE DILATACION ACERO GOMA	m	14,60	1709,69	24961,47

IV	OBRAS COMPLEMENTARIAS				302484,00
25	PROV. Y COLOC. GAVIONES DE 2x1x1 m	m3	300,00	801,60	240480,00
26	PROV. Y COLOC. COLCHONETA DE 6x2x0,25 m	m3	100,00	596,11	59611,00
27	LIMPIEZA GENERAL	Glb.	1,00	2393,00	2393,00
COSTO TOTAL DEL PROYECTO (NUMERAL) EN BS.				Bs.	7482179,01
COSTO DEL PROYECTO POR UNIDAD LONGITUDINAL				Bs./m	249405,97
COSTO (LITERAL) EN BS. = SIETE MILLONES CUATROCIENTOS OCHENTA Y DOS MIL CIENTO SETENTA Y NUEVE 01/100					

ANEXOS A.8
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

ITEM – 01

INSTALACION DE FAENAS

1. DEFINICIÓN

Este ítem comprende la construcción de instalaciones mínimas provisionales que sean necesarias para el buen desarrollo de las actividades de la construcción.

Estas instalaciones estarán constituidas por una oficina de obra, galpones para depósitos, caseta para el cuidador, sanitarios para obreros y para el personal, cercos de protección, portón de ingreso para vehículos, instalación de agua, electricidad y otros servicios.

Asimismo comprende el traslado oportuno de todas las herramientas, maquinarias y equipo para la adecuada y correcta ejecución de las obras y su retiro cuando ya no sean necesarios.

2. MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPO

El Contratista deberá proporcionar todos los materiales, herramientas y equipo necesarios para las construcciones auxiliares, los mismos que deberán ser aprobados previamente por el Supervisor de Obra. En ningún momento estos materiales serán utilizados en las obras principales.

3. PROCEDIMIENTO PARA LA EJECUCIÓN

Antes de iniciar los trabajos de instalación de faenas, el Contratista solicitará al Supervisor de Obra la autorización y ubicación respectiva, así como la aprobación del diseño propuesto.

El Supervisor de Obra tendrá cuidado que la superficie de las construcciones esté de acuerdo con lo presupuestado.

El Contratista dispondrá de serenos en número suficiente para el cuidado del material y equipo que permanecerán bajo su total responsabilidad. En la oficina de obra, se

mantendrá en forma permanente el Libro de Órdenes respectivo y un juego de planos para uso del Contratista y del Supervisor de Obra.

Al concluir la obra, las construcciones provisionales contempladas en este ítem, deberán retirarse, limpiándose completamente las áreas ocupadas.

4. MEDICIÓN

La instalación de faenas será medida en forma global, considerando únicamente la superficie construida de los ambientes mencionados y en concordancia con lo establecido en el formulario de presentación de propuestas.

5. FORMA DE PAGO

Este ítem ejecutado en un todo de acuerdo con las presentes especificaciones, medido de acuerdo a lo señalado y aprobado por el Supervisor de Obra, será pagado al precio unitario de la propuesta aceptada.

Dicho precio será compensación total por todos los materiales, mano de obra, herramientas, equipo y otros gastos que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución de los trabajos.

Nº ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
1	Instalación de Faenas	Global

ITEM – 02

LETRERO DE OBRA

1. DEFINICIÓN

Se refiere al colocado de un letrero de carácter informativo sobre la instalación. Tal información como, quien financia la obra, empresa contratista que ejecuta, supervisor, monto y plazo de obra.

2. MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPO

Son necesarios como insumos lo siguiente: Madera palo maría en los postes y para el tablero se dispondrá tablas de 1” de espesor de madera mara, tornillos, pintura, hormigón, etc.

3. PROCEDIMIENTO PARA LA EJECUCIÓN

La leyenda del letrero será proporcionado por el supervisor antes del comienzo de las obras.

El letrero se colocará en un lugar visible, dispuesto por el supervisor, el letrero deberá ser fijado apropiadamente, de manera que el viento y otras fuerzas laterales no provoquen el colapso del mismo.

El tablero será fijado mediante pernos a los postes, el cual será pintado con colores que contrasten al medio en el que se fija.

4. MEDICIÓN Y FORMA DE PAGO

Este ítem se medirá y se cancelará por pieza (Pza.), y será al costo aceptado en la propuesta.

Nº ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
2	Letrero de Obra	Pza.

ITEM – 03

LIMPIEZA Y DESBROCE

1. DEFINICIÓN

Este ítem contempla los trabajos de limpieza general y desbroce existentes en el lugar de construcción del puente. Todos los materiales y plantas que se encuentren en el área de trabajo deben ser retirados del sitio de construcción y trasladados en Volquetas hasta los lugares destinados para admitir dichos materiales excedentes

El contratista luego del proceso de Limpieza y desbroce pondrá a disposición de la Supervisión dicho trabajo, para su respectiva aprobación y la correspondiente iniciación de los trabajos de infraestructura y superestructura.

2. MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPO

El contratista realizará los trabajos arriba nombrados con las herramientas y equipo conveniente debiendo previamente obtener la aprobación de las mismas por parte de Ingeniero Supervisor.

3. PROCEDIMIENTO PARA LA EJECUCIÓN

Una vez que dada la orden de inicio de obra el Contratista procederá a la limpieza total o por tramos, para dejar el área de trabajo expedito de derrumbes y escombros, para proceder a la excavación de las fundaciones.

4. MEDICIÓN

Este ítem se medirá en metros cuadrados (m2) para todo la obra limpiada, misma que deberá ser previamente aprobado por el ingeniero supervisor destinado para este trabajo.

5 FORMA DE PAGO.

Este ítem será pagado en metros cuadrados (m2), luego de concluido este ítem se procederá al resto de la construcción.

Nº ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
3	Limpieza General	m2

ITEM – 04

REPLANTEO Y TRAZO DEL PUENTE

1. DEFINICIÓN

Este ítem comprende los trabajos de ubicación, replanteo, trazado, alineamiento y nivelación necesarios para la localización en general y en detalle de la obra, en estricta sujeción a los planos de construcción, formulario de presentación de propuestas y/o indicaciones del Supervisor de Obra.

2. MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPO

El Contratista deberá suministrar todos los materiales, herramientas y equipo necesarios para la ejecución de este ítem, como ser equipo topográfico, estacas, pintura, cemento, arena, estuco, cal, lienzas, alambre de amarre, etc.

3. PROCEDIMIENTO PARA LA EJECUCIÓN

Este ítem comprende los trabajos de ubicación, replanteo, trazado, alineamiento y nivelación necesarios para la localización en general y en detalle de la obra, en estricta sujeción a los planos de construcción, formulario de presentación de propuestas y/o indicaciones del Supervisor de Obra.

El Supervisor de Obra proporcionará al Contratista los puntos de referencia para el trazado y alineación del eje de la obra.

El Contratista efectuará el replanteo de la obra a construirse. La localización general, alineamiento, elevaciones y niveles de trabajo, deberán estar debidamente señalizados en el campo, a objeto de permitir el control de parte del Supervisor de Obra, quién deberá verificar y aprobar el replanteo efectuado.

Los bancos de nivel y monumentos del levantamiento topográfico deberán ser conservados cuidadosamente por el Contratista.

4. MEDICIÓN

El replanteo y control topográfico es parte de la instalación de faenas, será medido en forma global, previa verificación y aprobación por el Supervisor de Obra.

5. FORMA DE PAGO

Este ítem, conjuntamente con la Instalación de Faenas, ejecutado en un todo de acuerdo con los planos y las presentes especificaciones, medido según lo señalado y aprobado por el Supervisor de Obra, será pagado al precio unitario de la propuesta aceptada.

Dicho precio será compensación total por los materiales, mano de obra, herramientas, equipo y otros gastos que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución de los trabajos.

Nº ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
4	Replanteo y Trazo del Puente	Global

ITEM – 05

EXACAVACION SIMPLE C/EQUIPO

1. DEFINICIÓN

Este ítem comprende todas las operaciones necesarias de excavación, para dejar las áreas de trabajo en el nivel señalado en los planos y/o instrucciones del supervisor de obra.

Dichas operaciones consisten en extraer todo el material producto de la excavación por encima del señalado, de tal forma; de dejar el área lista para recibir el material de la otra fase o ítem.

2. MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPOS

El contratista ejecutará este ítem, proporcionando todas las herramientas y equipos necesarios, aceptándose la utilización de maquinaria si el contratista lo halla conveniente. Ello a su propio costo.

3. PROCEDIMIENTO PARA LA EJECUCIÓN

Se procederá a realizar la excavación de forma manual o con maquinaria adecuada, perfilándose la superficie, siguiendo la traza de los niveles señalados en los planos y/o instrucciones del supervisor de obra.

Se tomara la precaución de dejar una porción del material excavado, para el caso que sea necesario realizar algún relleno.

Los materiales sobrantes o rechazados de la excavación serán trasladados y acumulado en los lugares indicados por el supervisor de obra, aun cuando estuvieran fuera de los límites de la obra, para su posterior transporte a los botaderos establecidos, para el efecto; por las autoridades locales.

Se tendrá especial cuidado de no remover el fondo de las excavaciones que servirán de base a la cimentación y una vez terminadas se las limpiaran de toda tierra u otro material suelto.

4. MEDICIÓN

Toda excavación será medida en metros cúbicos (m3), tomando en cuenta únicamente el volumen neto del trabajo ejecutado.

Correrá por cuenta del contratista cualquier volumen adicional que hubiera excavado para facilitar su trabajo o por cualquier otra causa no justificada y no aprobada debidamente por el supervisor de obra.

5. FORMA DE PAGO

Este ítem ejecutado en todo de acuerdo con los planos y la presentes especificaciones, medido de acuerdo a los señalados y aprobado por el supervisor de obra, será pagado al precio unitario de la propuesta aceptada.

Nº ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
5	Excavación Simple C/Equipo	m3

ITEM – 06

EXCAVACION CON ENTIBADO Y AGOTAMIENTO

1. DEFINICIÓN

Este ítem comprende todos los trabajos de excavación para la fundación de los estribos con maquinaria pesada, ejecutados en diferentes clases de terreno que estén por debajo del nivel freático y en las cuales se hace necesario utilizar entibados, tablestacas, ataguías y equipo de bombeo para agotar el agua. Las excavaciones deberán realizarse hasta las profundidades establecidas en los planos y de acuerdo en lo señalado en el formulario de presentación de propuestas y/o instrucciones del Supervisor de Obra.

2. MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPOS

El contratista realizara los trabajos escritos empleando materiales, herramientas, maquinaria y equipo apropiados, previa aprobación del Supervisor de Obra.

3. PROCEDIMIENTO PARA LA EJECUCIÓN

Una vez que el replanteo de las fundaciones y la técnica a utilizar para excavar con agotamiento hubieran sido aprobados por el Supervisor de Obra, se podrá comienzo a las excavaciones correspondientes.

Se procederá al aflojamiento y extracción de los materiales en los lugares demarcados.

Los materiales que vayan a ser utilizados posteriormente para rellenar zanjas o excavaciones, se apilaran convenientemente a los lados de la misma, a una distancia prudencial que no cause presiones sobre sus paredes.

Los materiales sobrantes de la excavación serán trasladados y acumulados en los lugares indicados por el Supervisor de Obra, aun cuando estuvieran fuera de los límites de la obra, para su posterior transporte a los botaderos establecidos, para el efecto, por las autoridades locales.

A medida que progrese la excavación se tendrá especial cuidado del comportamiento de paredes, a fin de evitar deslizamientos. Si esto sucediese no se podrá fundar sin antes limpiar completamente el material que pudiera llegar al fondo de la excavación.

Cuando las excavación demanden la construcción de entibados y apuntalamientos, éstos deberán ser proyectados por el contratista revisados y aprobados por el Supervisor de Obra. Esta aprobación no eximirá al Contratista de las responsabilidades que hubiera lugar en caso de fallar a las mismas.

Se tendrá especial cuidado de no remover el fondo de las excavaciones que servirán de base al cimentación y una vez terminadas se las de toda tierra suelta.

Las zanjas o excavaciones terminadas, deberán presentar superficies sin irregularidades y tanto las paredes como el fondo tendrán las dimensiones indicadas en los planos.

En caso de utilizarse ataguías estas deben ser apropiadas y prácticamente impermeables en todos los lugares donde se encuentren capas freáticas situadas por encima de la cota de fundación. A pedido del Ingeniero, el contratista deberá presentar planos que indiquen el tipo de propuesta para la construcción de ataguías.

Por lo general, las dimensiones interiores de las ataguías deben ser tales que permitan el paso libre suficiente para la construcción de moldes y la inspección de sus lados exteriores, así como para permitir el bombeo de agua fuera de los moldes. Las ataguías que se inclinen o muevan lateralmente durante el proceso de hincado, deberán enderezarse o ampliarse para que proporcionen el espacio libre necesario.

Cuando se utilice encofrados pesados y se utilice su peso para anular parcialmente la presión hidrostática que actúa sobre la base de la fundación sellada con hormigón, se aplicará un anclaje especial tal como pasadores o cuñas, para transferir el peso total del encofrado al sellado de la fundación. Cuando tal sellado se efectúe debajo del agua las ataguías deberán tener ataduras al nivel del agua, según se ordene.

Las ataguías deberán construirse de manera que protejan el hormigón fresco contra el daño que pudiera ocasionar una repentina creciente de la corriente, así como para evitar

daños por erosión a la base de fundación. No deberá dejarse ningún arrostramiento ni apuntalamiento en las ataguías de modo que se extiendan hacia el interior del hormigón de la fundación, excepto cuando se tenga un permiso por escrito del Ingeniero.

Toda operación de bombeo que se permita desde el interior de una fundación, deberá efectuarse de modo que incluya la posibilidad de que alguna parte del hormigón pueda ser arrastrada por el agua. Cualquier bombeo que fuese necesario durante el vaciado del hormigón, o por un periodo de por lo menos 24 horas, deberá efectuarse desde una colectora apropiada que se encuentre fuera de los moldes del hormigón. El bombeo para desagotar una función sellada no se deberá comenzar hasta que el sello se encuentre suficientemente fraguado para resistir la presión hidrostática.

Al menos que fuese dispuesto de otro modo, los encofrados y ataguías con todas las tablestacas y apuntalamientos correspondientes, no deberán ser retirados por el contratista después de terminadas las infraestructuras. Dicha remoción deberá efectuarse de manera que no afecte ni dañe al hormigón terminado.

4. MEDICIÓN

Las excavaciones serán medidas en metros cúbicos (m³), tomando en cuenta únicamente el volumen neto del trabajo ejecutado. Para el cómputo de los volúmenes se tomarán las dimensiones y profundidades indicadas en los planos y/o instrucciones escritas del Supervisor de Obra.

Correrá por cuenta del contratista cualquier volumen adicional que hubiera escavado para facilitar su trabajo o por cualquier otra causa no justificada y no aprobada debidamente por el Supervisor de Obra.

5. FORMA DE PAGO

Este ítem ejecutado en un todo de acuerdo con los planos y las presentes especificaciones, medido de acuerdo a lo señalado y aprobado por el Supervisor de Obra, será pagado al precio unitario de la propuesta aceptada.

Dicho precio será compensación total por los materiales, mano de obra, herramientas, equipo y otros gastos que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución de los trabajos.

Además dentro del precio unitario deberá incluirse las obras complementarias como ser encofrados, entibados, tablestacas, ataguías y apuntalamientos, salvo el caso que se hubieran cotizado por separado en el formulario de presentación de propuestas o instrucciones expresas y debidamente justificadas por el Supervisor de Obra.

Asimismo deberá incluirse en el precio unitario el traslado y acumulación del material sobrante a los lugares indicados por el Supervisor de Obra, aunque estuviera fuera de los límites de la obra.

Nº ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
6	Excavación con Agotamiento	m3

ITEM – 07

HORMIGON POBRE DE NIVELACION

1. DEFINICIÓN

Consiste en la colección de un hormigón con una relación 1:2:4 fck= 110 kg/cm², con la finalidad de tener una base nivelada y proteger las armaduras de las fundaciones, esta carpeta tendrá un espesor de 10 cm. previa excavación a nivel de fundación además se realizara una inyección para cubrir los vacíos que pueda tener la roca.

2. MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPOS

El contratista deberá suministrar todos los materiales, herramientas, equipo e implementos necesarios y correspondientes para la ejecución de los trabajos.

3. PROCEDIMIENTO PARA LA EJECUCIÓN

Para la ejecución de los trabajos se procederá de la forma siguiente.

Se procederá al replanteo de los mismos utilizando hilos con estacas, además como referencia se podrán usar los niveles de fundación indicados en los planos de obra. Previa aprobación del Fiscal de Obras.

4. MEDICIÓN

El hormigón se medirá en metros cúbicos (m3) del elemento colocado.

En esta medición incluirá únicamente aquellos trabajos que sean aceptados por el supervisor de Obra, que tengan las dimensiones indicadas en los planos.

5. FORMA DE PAGO

Los trabajos ejecutados, de acuerdo con los planos y las presentes especificaciones, medidos según lo señalado y aprobados por el Fiscal de Obra, serán cancelados a los precios unitarios de la propuesta aceptada.

Dichos precios serán compensación total por los materiales, mano de obra, herramientas, equipo y otros gastos que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución de los trabajos.

N° ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
6	Hormigón Pobre de Nivelación	m3

ITEM – 08 –20

HORMIGÓN ARMADO (INFRAESTRUCTURA)

HORMIGÓN ARMADO (SUPERESTRUCTURA)

1. DEFINICION

Estas especificaciones gobernarán el uso de los materiales, su almacenamiento, acopio, manipuleo, dosificación y mezclado de hormigones y morteros para su uso en puentes, muros, alcantarillas y otras estructuras incidentales. El hormigón estará compuesto de

cemento tipo Pórtland normal, agregado grueso, agregado fino, agua aditivos que fueran requeridos, dosificado y mezclados de acuerdo a la presente especificación.

2. MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPO

El Contratista proporcionará todos los materiales, herramientas y equipo necesarios para la ejecución de los trabajos, los mismos deberán ser aprobados por el Supervisor de Obra y deberán cumplir con la Norma Boliviana CBH - 87.

Cemento

El cemento Portland deberá llenar las exigencias de la especificación AASHTO M-85. El cemento Portland con inclusión de aire deberá estar de acuerdo con las exigencias de la Especificación AASHTO M-154. Será función del SUPERVISOR aprobar el cemento a ser empleado pudiendo exigir la presentación de un certificado de calidad cuando lo juzgue necesario. Todo cemento debe ser entregado en el lugar de la obra en su embalaje original y se deberá almacenar en lugares secos y abrigados, por un tiempo máximo de un mes y en tal forma de almacenamiento, que no comprometan su calidad. Se deberá utilizar un solo tipo de cemento en la obra, excepto cuando el SUPERVISOR autorice de otro modo por escrito. En este caso, serán almacenados por separado los distintos tipos y no deberán mezclarse. Las bolsas de cemento que por cualquier causa hubieran fraguado parcialmente, o contuvieran terrones de cemento aglutinado, deberán ser rechazadas. El uso de cemento recuperado de bolsas rechazadas o usadas, no será permitido.

Arena

Los agregados finos se compondrán de arenas naturales, o previa aprobación de otros materiales inertes de características similares que posean partículas durables. Los materiales finos provenientes de distintas fuentes de origen no deberán depositarse o almacenarse en un mismo espacio de acopio, ni usarse en forma alternada en la misma obra de construcción sin permiso especial del SUPERVISOR. Los agregados finos no podrán contener sustancias perjudiciales que excedan de los siguientes porcentajes, en peso, del material:

- Terrones de arcilla: 1% Ensavo AASHTO T-112
- Carbón v lignito: 1% Ensavo AASHTO T-113
- Material que pase el tamiz N° 200 3% Ensavo AASHTO T-11

Otras sustancias perjudiciales tales como esquistos, álcalis, mica, granos recubiertos y partículas blandas y escamosas, no deberán exceder el 4% del peso del material. Cuando los agregados sean sometidos a 5 ciclos del ensayo de durabilidad con sulfato de sodio, empleado el método AASHTO T-104, el porcentaje pesado en la pérdida comprobada deberá ser menor de un 10%. Tal exigencia puede omitirse en el caso de agregados a usarse en hormigones para estructuras no expuestas a la intemperie. Los agregados finos que no cumplan con las exigencias de durabilidad, podrán aceptarse siempre que pueda probarse con evidencia que un hormigón de proporciones comparables, elaborado con agregados similares obtenidos de la misma fuente de origen, y que hayan estado expuestos a las mismas condiciones ambientales, durante un período de por lo menos 5 años no presente una desintegración apreciable.

Todos los agregados finos deberán carecer de cantidades perjudiciales de impurezas orgánicas. Los sometidos a tal comprobación mediante el ensayo colorimétrico, método AASHTO T-21, que produzcan un color más oscuro que el color normal, serán rechazados, a menos que pasen satisfactoriamente un ensayo de resistencia en probetas de prueba. Las muestras de prueba que contenga agregados finos, sometidos a ensayos por el método AASHTO T-71, tendrán una resistencia a la compresión, a los 7 y a los 28 días no inferior al 90% de la resistencia acusada por un mortero preparado en la misma forma, con el mismo cemento y arena normal.

Los agregados finos, de cualquier origen, que acusen una variación de módulo de fineza de 0.20 en más o en menos, con respecto al módulo medio de fineza de las muestras representativas enviadas por el CONTRATISTA serán rechazados. O podrán ser aceptados sujetos a los cambios en las proporciones de hormigón o en el método de depositar y cargar las arenas, que el SUPERVISOR ordene. El módulo de fineza de los agregados finos será determinado sumando los porcentajes acumulativos en peso, de

los materiales retenidos en cada uno de los tamices U.S. Standard N° 4, 8, 16, 30, 50, 100, 200 y dividiendo por 100.

Composición granulométrica para morteros

El agregado fino será de gradación uniforme, y deberá llenar las siguientes exigencias granulométricas:

TABLA 1.Requisitos de Granulometría para Agregados Finos

Nº DE TAMIZ	PORCENTAJE EN PESO QUE PASA
3/8 de pulgada	100 – 100
Nº 4	95 -100
Nº 8	80 – 100
Nº 16	50 – 85
Nº 30	25 – 60
Nº 50	10 – 30
Nº 100	2 – 10
Nº 200	0 - 3

Los requisitos de gradación fijados precedentemente son los límites extremos a utilizar en la determinación de las condiciones de adaptabilidad de los materiales provenientes de todas las fuentes de origen posibles. La granulometría del material proveniente de una posible fuente, será razonablemente uniforme y no deberá sufrir variaciones que oscilen entre uno y otro de los límites extremos especificados. Para determinar el grado de uniformidad, se hará una comprobación del módulo de fineza con muestras representativas enviadas por el CONTRATISTA, de todas las fuentes de aprovisionamiento que el mismo se proponga usar.

Grava y grava chancada

Los agregados gruesos para hormigón se compondrán de piedra triturada, grava u otro material inerte aprobado de características similares, que se compongan de piezas durables y carentes de recubrimientos adheridos indeseables. Los agregados gruesos no podrán contener sustancias perjudiciales que excedan de los siguientes porcentajes en peso del material:

•Terrones de arcilla:	Ensavo AASHTO T-1120.25 %
•Material que pase el tamiz N° 200:	Ensavo AASHTO T-11 1 %
•Carbón v lignita:	Ensavo AASHTO T-1131 %
•Fragmentos blandos:	5 %

Otras sustancias inconvenientes de origen local no podrán exceder el 5% del peso del material. Los agregados gruesos deberán tener un porcentaje de desgaste no mayor de 40%; a 500 revoluciones al ser sometidos a ensayo por el método AASHTO T-96. Cuando los agregados sean sometidos a 5 ciclos de ensayo de durabilidad con sulfato de sodio empleando las muestras designadas como alternativa (b) del método AASHTO T-104, el porcentaje en peso de pérdidas no podrá exceder de un 12%. Los agregados gruesos que no cumplan las exigencias del ensayo de durabilidad podrán ser aceptados siempre que se pueda demostrar mediante evidencias satisfactorias para el SUPERVISOR, que un hormigón de proporciones comparables, hecho de agregados similares, provenientes de las mismas fuentes de origen, haya sido expuesto a la intemperie bajo condiciones similares, durante un período de por lo menos 5 años sin haber demostrado una desintegración apreciable. Las exigencias de durabilidad pueden omitirse en el caso de agregados a emplearse en hormigones para estructuras no expuestas a la intemperie. La graduación del agregado grueso deberá estar de acuerdo con una de las granulometrías consignadas en la tabla siguiente:

TABLA 2. REQUISITOS PARA LA GRADUACION DEL
AGREGADO GRUESO PARA HORMIGON DE CEMENTO PORTLAND

AASHTO	Límite de Tamaño	3"	2 1/2"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	N° 4	N° 8
		75	63 mm	50 mm	37.5 mm	25 mm	19 mm	12.5 mm	9.5 mm	4.75 mm	2.36 mm
7	1/2" - N° 4						100	90	40 - 70	0 - 15	0 - 5
67	3/4" - N° 4					100	90 - 100		20 - 55	0 - 10	0 - 5
57	1" - N° 4				100	95	-	25 - 60		0 - 10	0 - 5
467	1" 1/2" -			100	95	-	35 - 70		10 - 30	0 - 5	
357	2" - N° 4		100	95 - 100		35 - 70		10 - 30		0 - 5	
4	1 1/2" -			100	90	20 - 55	0 - 15		0 - 5		
3	2" - 1"		100	90 - 100	35 - 70	0 - 15		0 - 5			
2	2 1/2" - 1 1/2"	100	90 - 100	35 - 70	0 - 15		0 - 5				

Agua

Toda el agua utilizada en los hormigones y morteros debe ser aprobada por el SUPERVISOR y carecerá de aceites, ácidos, álcalis. Substancias vegetales e impurezas. Cuando el SUPERVISOR lo exija, se someterá a un ensayo de comparación con agua destilada. La comparación se efectuará mediante la ejecución de ensayos normales para la durabilidad, tiempo de fraguado y resistencia del mortero. Cualquier indicación de falta de durabilidad, una variación en el tiempo de fragüe en más de 30 minutos o una reducción de más de 10% de la resistencia a la compresión, serán causas suficientes para rechazar el agua sometida a ensayo.

Aditivos

El uso de aditivos dispersantes, para inclusión de aire, acelerador, retardador, etc., solo será permitido mediante autorización expresa del SUPERVISOR, previa la ejecución de ensayos en condiciones similares a la obra y con los mismos materiales con los cuales se pretende utilizar el aditivo. Cuando se empleen aditivos en hormigones y morteros que tengan contacto con una armadura de pretensado (inclusive el mortero de inyección), estos no podrán contener ingredientes que puedan provocar corrosión en el acero.

Aditivos para Inclusión de Aire

Si el CONTRATISTA decide utilizar un aditivo para incluir aire al hormigón, presentará certificaciones basadas en ensayos efectuados en un laboratorio reconocido, con el fin de probar que el material llena las exigencias de las especificaciones AASHTO M-154 (ASTM C-260), para resistencias a la compresión y flexión a los 7 y 28 días respectivamente y a los efectos del congelamiento y descongelamiento. Los ensayos se realizarán con muestras tomadas de una cantidad remitida por el CONTRATISTA para el uso de la Obra, o con muestras remitidas y certificadas por el fabricante como representativa del aditivo a proveerse.

Cuando el CONTRATISTA proponga el uso de un aditivo para incluir aire, que haya sido aprobado con anterioridad, deberá remitir un certificado en que se establezca que

el aditivo presentado es el mismo que el aprobado con anterioridad. Cuando un aditivo ofrecido es esencialmente el mismo, pero con pequeñas diferencias de concentración que otro material aprobado con anterioridad, se exigirá un certificado que establezca que dicho producto es esencialmente igual al de la mezcla aprobada y que no contiene otro aditivo ni agente químico. Antes o en cualquier momento, durante la construcción, el SUPERVISOR exigirá que el aditivo seleccionado por el CONTRATISTA sea sometido a ensayos para determinar su efecto sobre la resistencia del hormigón. Al ser ensayado de esta manera, la resistencia a la compresión a los 7 días, del hormigón ejecutado con el cemento y los agregados en las proporciones a emplear en la obra, y conteniendo el aditivo a ensayar en cantidad suficiente como para producir una inclusión de un 3% a 6% de aire en el hormigón plástico, no deberá ser inferior al 88% de la resistencia del hormigón elaborado con los mismos materiales con igual contenido de cemento y la misma consistencia, pero sin el aditivo.

El porcentaje de reducción de resistencia se calculará de la resistencia media de: por lo menos 5 cilindros. Las probetas se prepararán y curarán en el laboratorio de acuerdo con las exigencias de las especificaciones AASHTO T-126 (ASTM C-192) y se ensayarán de acuerdo con las especificaciones AASHTO T-22 (ASTM C-39). El porcentaje de aire incluido, se determinará de acuerdo con la norma AASHTO T-152 (ASTM C-231).

Retardadores

Un hormigón que contenga aditivos retardadores, al ser comparado con un hormigón similar sin dichos aditivos, deberá tener las siguientes características:

El volumen de agua para la mezcla se reducirá en un 5% o más. La resistencia a la compresión en el ensayo a las 48 horas no deberá acusar disminución. La resistencia a la compresión en el ensayo a los 28 días deberá indicar un incremento de 15% o más. El fraguado del hormigón se retardará en un 40% o más en condiciones normales de temperatura entre 15.6°C y 26.7°C. Cuando la relación de agua-cemento seleccionada por el hormigón se mantenga constante: El asentamiento se incrementará en un 50% o

más. El ensayo de la resistencia a la compresión a las 48 horas no deberá indicar reducciones.

La resistencia a la compresión a los 28 días se incrementará en un 10% o más. La resistencia al congelamiento y descongelamiento no deberá acusar reducciones al ser comprobada con los ensayos ASTM C-290, C-291 o C-292.

El CONTRATISTA entregará un certificado escrito del fabricante, al SUPERVISOR, con el que se asegure que el producto entregado concuerda con las exigencias de la especificación. El CONTRATISTA entregará resultados de ensayos realmente efectuados con esas mezclas, una vez que los mismos hayan sido realizados por un laboratorio reconocido. Dichos datos cumplirán sustancialmente las exigencias detalladas para el hormigón terminado, siempre que se le agregue el mencionado aditivo.

Microsílica

La microsíllica es un polvo inerte extremadamente fino, que se obtiene de la fabricación del acero silicio en hornos eléctricos al arco. La mezcla de microsíllica en el hormigón altera sensiblemente las características del hormigón fresco y transmite al hormigón curado cualidades singulares, tales como, baja permeabilidad, alta adherencia al hormigón viejo, alta resistencia mecánica, alta resistividad, etc. El uso de la microsíllica en el hormigón, obliga la utilización de súper plastificantes y reductores de agua, teniendo en cuenta la gran superficie específica por el diminuto diámetro de sus granos. El porcentaje de microsíllica a ser adicionado al hormigón, debe ser estudiado en función de los resultados deseados. Normalmente se utiliza de 8 a 15% de microsíllica con relación al peso del cemento.

La utilización conjunta de súper plastificantes y microsíllica, permite trabajar con una relación baja de agua/ cemento, resultando un hormigón con resistencia elevada y baja permeabilidad, además de obtener una altísima adherencia a hormigones viejos. El hormigón con microsíllica exige mayores cuidados en el curado, que debe realizarse preferentemente con agua, desde que se ha concluido el vaciado hasta la edad de 7 días,

teniendo en cuenta que la retracción se pronuncia con más intensidad en este tipo de hormigón.

EQUIPO

La naturaleza, capacidad y cantidad del equipo a emplear, dependerá del tipo y dimensiones de la obra que se ejecute. El CONTRATISTA deberá presentar una relación detallada del equipo a emplearse en la obra, para la consideración y aprobación del SUPERVISOR.

3. FORMA DE EJECUCIÓN

Encofrados

Los encofrados podrán ser de madera, metálicos u otro material lo suficientemente rígido.

Tendrán las formas, dimensiones y estabilidad necesarias para resistir el peso del vaciado, personal y esfuerzos por el vibrado del hormigón durante el vaciado, asimismo, deberán soportar los esfuerzos debidos a la acción del viento.

Deberán ser montados de tal manera que sus deformaciones sean lo suficientemente pequeñas como para no afectar al aspecto de la obra terminada.

Deberán ser estancos a fin de evitar el empobrecimiento del hormigón por escurrimiento del agua.

Cuando el Supervisor de Obra compruebe que los encofrados presentan defectos, interrumpirá las operaciones de vaciado hasta que las deficiencias sean corregidas.

Como medida previa a la colocación del hormigón se procederá a la limpieza y humedecimiento de los encofrados, no debiendo sin embargo quedar películas de agua sobre la superficie.

Si se prevén varios usos de los encofrados, estos deberán limpiarse y repararse perfectamente antes de su nuevo uso.

El número máximo de usos del encofrado se obtendrá del análisis de precios unitarios.

No se deberán utilizar superficies de tierra que hagan las veces de encofrado a menos que así se especifique.

Dosificación.

El hormigón consistirá en una mezcla de cemento Portland agregados y agua. Las mezclas serán dosificadas por el CONTRATISTA con el fin de obtener las siguientes resistencias características cilíndricas de compresión a los 28 días, resistencias que estarán especificadas en los planos o serán fijadas por el SUPERVISOR.

TABLA 3. Clasificación de Hormigones

Tipo de hormigón	Resistencia mínima característica de	Contenido mínimo de cemento (kg)	Aditivo a utilizar *1
(P) mayor o igual a	350	430	Viscocrete 5-800, Sikament N-100,
(AA) mayor o igual a	280	400	Sikament N-100, Antisol
(A) mayor o igual a	210	350	--
(B) mayor o igual a	180	280	--
(E) mayor o igual a	11	180	--

El hormigón tipo P, corresponde a la resistencia a compresión del hormigón a los 28 días que debe alcanzar como mínimo los 350 kg/cm² de tensión en todos los ensayos axiales a compresión, será utilizado en estructuras de hormigón pretensado pudiendo especificarse para cada caso particular las resistencias requeridas, en los planos o en las Especificaciones Especiales. El Hormigón Tipo AA corresponde a la resistencia a compresión del hormigón a los 28 días que debe alcanzar como mínimo los 280 kg/cm² de tensión en todos los ensayos axiales a compresión. Este hormigón deberá ser utilizado en todos los elementos estructurales de la fundación, pilotes, cabezales de

pilote, pilas, cabezales superiores, losas de fundación, muros en hormigón armado. Los planos y cálculos para la construcción del encofrado debe ser aprobada por el SUPERVISOR antes de ser ejecutada. Los hormigones tipo A y B se usarán en superestructuras de puentes y en infraestructuras de hormigón armado, excepto donde las secciones son macizas y están ligeramente armadas. Los hormigones depositados en agua, serán también de tipo A y B, con 10% más del cemento normalmente utilizado. Los hormigones C y D se usarán en infraestructuras con ninguna o poca armadura. El hormigón tipo E se usará en secciones macizas no armadas.

El CONTRATISTA no podrá alterar las dosificaciones sin autorización expresa del SUPERVISOR, debiendo adoptar las medidas necesarias para mantenerlas. La operación para la medición de los

componentes de la mezcla deberá realizarse siempre “en peso”, mediante instalaciones gravimétricas, automáticas o de comando manual. Excepcionalmente el SUPERVISOR podrá autorizar el control por volumen, en cuyo caso deberán emplearse cajones de madera o de metal, de dimensiones correctas, indeformables por el uso y perfectamente identificadas de acuerdo al diseño fijado. En las operaciones de rellenado de los cajones, el material no deberá rebasar el plano de los bordes, no siendo permitido en ningún caso, la formación de combaduras, lo que se evitará enrasando sistemáticamente las superficies finales. Deberá ponerse especial atención a la medición del agua de mezclado, debiendo preverse un dispositivo de medida, capaz de garantizar la medición del volumen de agua con un error inferior al 3 % del volumen fijado en la dosificación.

Mezclado

El hormigón preparado en obra será mezclado mecánicamente, para lo cual:

- Se utilizará una hormigonera de capacidad suficiente para la realización de los trabajos requeridos.

Se comprobará el contenido de humedad de los áridos, especialmente de la arena para corregir en caso necesario la cantidad de agua vertida en la hormigonera. De otro modo, habrá que contar esta como parte de la cantidad de agua requerida para la mezcla.

- El hormigón se amasará de manera que se obtenga una distribución uniforme de los componentes (en particular de los aditivos) y una consistencia uniforme de la mezcla. El tiempo mínimo de mezclado será de 1.5 minutos por mezcla. El tiempo máximo de mezclado será tal que no se produzca la disgregación de los agregados.

Transporte

Para el transporte se utilizarán procedimientos concordantes con la composición del hormigón fresco, con el fin de que la mezcla llegue al lugar de su colocación sin experimentar variación de las características que poseía recién amasada, es decir, sin presentar disgregación, intrusión de cuerpos extraños, cambios en el contenido de agua.

Se deberá evitar que la mezcla no llegue a fraguar de modo que impida o dificulte su puesta en obra y vibrado.

En ningún caso se debe añadir agua a la mezcla una vez sacada de la hormigonera.

Para los medios corrientes de transporte, el hormigón debe colocarse en su posición definitiva dentro de los encofrados, antes de que transcurran 30 minutos desde su preparación.

Vaciado

No se procederá al vaciado de los elementos estructurales sin antes contar con la autorización del Supervisor de Obra.

El vaciado del hormigón se realizará de acuerdo a un plan de trabajo organizado, teniendo en cuenta que el hormigón correspondiente a cada elemento estructural debe ser vaciado en forma continua.

-La temperatura de vaciado será mayor a 5°C.

-No podrá efectuarse el vaciado durante la lluvia.

-No será permitido disponer de grandes cantidades de hormigón en un solo lugar para esparcirlo posteriormente.

-Por ningún motivo se podrá agregar agua en el momento de hormigonar.

-El espesor máximo de la capa de hormigón no deberá exceder a 20 cm. para permitir una compactación eficaz.

-La velocidad del vaciado será la suficiente para garantizar que el hormigón se mantenga plástico en todo momento.

-No se podrá verter el hormigón libremente desde alturas superiores a 1.50 m, debiendo en este caso utilizar canalones, embudos o conductos cilíndricos.

El vaciado de la bóveda deberá efectuarse por franjas de ancho tal, que al vaciar la capa siguiente, en la primera no se haya iniciado el fraguado.

Vibrado

La compactación de los hormigones se realizará mediante vibrado de manera tal que se eliminen los huecos o burbujas de aire en el interior de la masa, evitando la disgregación de los agregados.

El vibrado será realizado mediante vibradoras de inmersión y alta frecuencia que deberán ser manejadas por obreros especializados.

De ninguna manera se permitirá el uso de las vibradoras para el transporte de la mezcla.

En ningún caso se iniciará el vaciado si no se cuenta por lo menos con dos vibradoras en perfecto estado.

Las vibradoras serán introducidas en puntos equidistantes a 45 cm. entre sí y durante 5 a 15 segundos para evitar la disgregación.

Las vibradoras se introducirán y retirarán lentamente y en posición vertical o ligeramente inclinadas.

El vibrado mecánico se completará con un apisonado del hormigón y un golpeteo de los encofrados.

Desencofrado

La remoción de encofrados se realizará de acuerdo a un plan, que será el más conveniente para evitar que se produzcan efectos anormales en determinadas secciones de la estructura. Dicho plan deberá ser previamente aprobado por el Supervisor de Obra.

Los encofrados se retirarán progresivamente y sin golpes, sacudidas ni vibraciones en la estructura.

El desencofrado no se realizará hasta que el hormigón haya alcanzado la resistencia necesaria para soportar con suficiente seguridad y sin deformaciones excesivas, los esfuerzos a que va a estar sometido durante y después del desencofrado.

Los encofrados superiores en superficies inclinadas deberán ser removidos tan pronto como el hormigón tenga suficiente resistencia para no escurrir.

Durante la construcción, queda prohibido aplicar cargas, acumular materiales o maquinarias que signifiquen un peligro en la estabilidad de la estructura.

La losa de la bóveda deberá permanecer con el encofrado mínimo 28 días.

El desencofrado requerirá la autorización del Supervisor.

Protección y curado

El hormigón, una vez vaciado, deberá protegerse contra la lluvia, el viento, sol y en general contra toda acción que lo perjudique.

El hormigón será protegido manteniéndose a una temperatura superior a 5°C por lo menos durante 96 horas. El tiempo de curado mínimo será de 7 días a partir del momento en que se inició el endurecimiento.

Reparación del hormigón defectuoso

El Supervisor de Obra podrá aceptar ciertas zonas defectuosas siempre que su importancia y magnitud no afecten la resistencia y estabilidad de la obra.

Los defectos superficiales, tales como cangrejeras, etc., serán reparados en forma inmediata al desencofrado previa autorización por el Supervisor. El hormigón defectuoso será eliminado en la profundidad necesaria sin afectar la estabilidad de la estructura.

Las rebabas y protuberancias serán totalmente eliminadas y las superficies desgastadas hasta condicionarlas con las zonas vecinas.

La mezcla de parchado deberá ser de los mismos materiales y proporciones del hormigón excepto que será omitido el agregado grueso y el mortero deberá constituir de no más de una parte de cemento y una o dos partes de arena.

Mortero

Salvo autorización en contrario, dada por el SUPERVISOR, los morteros deberán prepararse en hormigonera. Si se permite el mezclado manual, los agregados finos y el cemento deberán mezclarse en seco hasta obtener una mezcla con coloración uniforme, luego de lo cual se añadirá el agua necesaria, para obtener un mortero de buena consistencia que permita su fácil manipuleo y distribución. El mortero que no hubiera sido utilizado dentro de los 30 minutos después de su preparación será rechazado, no permitiéndose que sea reactivado. Los morteros destinados a la nivelación de las caras superiores de pilas y a la preparación de asientos para los aparatos de apoyo, serán de cemento y agregados finos con resistencia a los 28 días de 230 kg/cm². Para la mampostería de piedra, los morteros se compondrán de una parte de cemento por tres de agregado finos en peso.

El área parchada deberá ser mantenida húmeda por siete días.

Ensayos

Todos los materiales y operaciones de la Obra deberán ser ensayados e inspeccionados durante la construcción, no eximiéndose la responsabilidad del Contratista en caso de encontrarse cualquier defecto en forma posterior.

- Laboratorio

Todos los ensayos se realizarán en un laboratorio de reconocida solvencia y técnica debidamente aprobado por el Supervisor.

- Frecuencia de los ensayos

Al iniciarse la obra y durante los primeros 4 días de hormigonado, se tomarán 4 probetas diarias para ser analizadas 2 a los 7 días y 2 a los 28 días.

En el transcurso de la obra, se tomarán 4 probetas en cada vaciado o cada vez que lo exija el Supervisor. El Contratista podrá moldear un mayor número de probetas para efectuar ensayos a edades menores a los siete días y así apreciar la resistencia probable de los hormigones.

Se deberá individualizar cada probeta anotando la fecha y hora y el elemento estructural correspondiente. Las probetas serán preparadas en presencia del Supervisor de Obra.

Es obligación del Contratista realizar cualquier corrección en la dosificación para conseguir el hormigón requerido. El Contratista deberá proveer los medios y mano de obra para realizar los ensayos.

Queda sobreentendido que es obligación del Contratista realizar ajustes y correcciones en la dosificación, hasta obtener los resultados requeridos. En caso de incumplimiento, el Supervisor dispondrá la paralización inmediata de los trabajos.

- Evaluación y aceptación del hormigón

Los resultados serán evaluados en forma separada para cada mezcla que estará representada por lo menos por 3 probetas. Se podrá aceptar el hormigón, cuando dos de tres ensayos consecutivos sean iguales o excedan las resistencias especificadas y además que ningún ensayo sea inferior en 35 kg/cm² a la especificada.

- Aceptación de la estructura

Todo el hormigón que cumpla las especificaciones será aceptado, si los resultados son menores a la resistencia especificada, se considerarán los siguientes casos:

i) Resistencia del 95 %.

Se procederá a:

a) Ensayo con esclerómetro, senoscopio u otro no destructivo.

b) Carga directa según normas y precauciones previstas. En caso de obtener resultados satisfactorios, será aceptada la estructura.

ii) Resistencia inferior al 95 %.

El Contratista procederá a la demolición y reemplazo de los elementos estructurales afectados. Todos los ensayos, pruebas, demoliciones, reemplazos necesarios serán cancelados por el Contratista.

4. CONTROL POR EL SUPERVISOR

Hormigón

Para el control de la calidad del hormigón a ser empleado en la obra, deberán efectuarse inicialmente ensayos de caracterización de los materiales. Los ensayos de cemento deberán efectuarse en laboratorio. Cuando exista garantía de homogeneidad de producción de cemento en una fábrica determinada, acreditada mediante certificados de producción emitidos por laboratorio, no será necesaria la ejecución frecuente de ensayos de cemento. De cada 100 bolsas de una partida de cemento, deberá pesarse una para verificar el peso. En caso de encontrarse una bolsa con un peso inferior al 98% del indicado en la bolsa, todas las demás deberán pesarse a fin de que sean corregidos sus pesos antes de su empleo. Los agregados finos y gruesos deberán satisfacer lo especificado para el control de calidad en esta Especificación. De la misma forma el control de agua según lo establecido y exigido en esta especificación, será necesario en caso de presentar aspecto o procedencia dudosos. La dosificación racional deberá

realizarse en un laboratorio tecnológico, por el método basado en la relación agua/cemento, previo conocimiento del SUPERVISOR.

Control de Ejecución

Tiene la finalidad de asegurar, durante la ejecución del hormigón, el cumplimiento de los valores fijados en la dosificación, siendo indispensable para esto el control gravimétrico del diseño, la humedad de los agregados, la composición granulométrica de los mismos, el consumo del cemento y el grado de asentamiento de la mezcla, con objeto de efectuar las correcciones que fueran necesarias para mantener la dosificación recomendada. La frecuencia de las operaciones de control antes indicadas, será función del tipo de la obra y del volumen de hormigón a ejecutar, a criterio del SUPERVISOR, con el objeto de asegurar la continuidad de la calidad especificada.

Control de Verificación de la Resistencia Mecánica

Tiene por finalidad verificar si el hormigón fue convenientemente dosificado, a fin de asegurar la tensión mínima de rotura fijada en el cálculo. Este control se hará mediante la rotura de cilindros de prueba de acuerdo con la especificación AASHTO T-22. El número de cilindros de prueba a ser moldeados no será inferior a cuatro para cada treinta metros cúbicos de hormigón. También se moldearán por lo menos cuatro cilindros de prueba, siempre que hubiera modificación en el diseño de la mezcla o en el tipo de agregado.

Control Estadístico de los Resultados

Para el caso de hormigón empleado en obras de arte mayor, la resistencia característica (σ_{bk}) resultará de la interpretación estadística de los resultados obtenidos en por lo menos 9 ensayos, o sea 36 cilindros de prueba, y será definitiva por una u otra de las siguientes relaciones:

$$\sigma_{bk} = \sigma_{bm} - KS = \sigma_{bm} (1 - KV)$$

Donde:

σ_{bm} = media aritmética de los diferentes resultados de ensayos de rotura a los 28 días.

S = desviación Standard.

V = desviación cuadrática media relativa, o coeficiente de dispersión = S / σ_{bm}

K = coeficiente que depende por un lado, de la probabilidad aceptada “a priori” de tener

Resultados de ensayos inferiores al valor y por otro, del número de ensayos que definen.

El valor (1-KV) no debe ser, en ningún caso, superior a 0.87; es decir que se requiere:

$$\sigma_{bm} = \sigma_{bk} / 0.87 = 1.15 (\sigma_{bk}) \text{ o un valor mayor}$$

Si después de construido un elemento, el valor es inferior al especificado e insuficiente para resistir las tensiones calculadas, el elemento será aceptado, debiendo el CONTRATISTA mejorar ya sea la dosificación o el control de los trabajos, a fin de que no se repita la situación. Si el valor es inferior al especificado e insuficiente para resistir las tensiones calculadas, se procederá a extraer una muestra o probeta cilíndrica del mismo cemento para ser sometido a ensayo; si el resultado del ensayo es desfavorable, el elemento será puesto en observación hasta llegar a una decisión acerca de su aceptación. La frecuencia del control estadístico deberá ser determinada por el SUPERVISOR. Para el caso de hormigones empleados en obras de arte menores tales como alcantarillas, no será necesario el control estadístico para su aceptación, considerándose los valores absolutos de los resultados obtenidos.

Mortero

Los morteros se controlarán por los ensayos de calidad del agua y de los agregados finos.

CALIDAD DEL PRODUCTO TERMINADO

Desviaciones máximas admisibles de las dimensiones laterales:

Tolerancias del producto terminado

Vigas, columnas, placas, pilas, muros y estructuras	-0.5 a +1.0 cm
Muros, estribos y cimientos	-2.0 a +4.0 cm
Distancia entre ejes los ejes de cimientos	+/- 0.2%
Distancia entre los ejes de apoyo	+/- 1 cm

Si a juicio del SUPERVISOR, la estructura corre el riesgo de fallar funcionalmente por no cumplir con las tolerancias especificadas, podrá disponer que sean derrumbadas y ejecutadas nuevamente por cuenta exclusiva del CONTRATISTA.

5. MEDICIÓN

Hormigón

El hormigón ya sea simple o ciclópeo, será medido por metro cúbico de hormigón colocado y aceptado de acuerdo con las dimensiones indicadas en el proyecto o modificadas por el SUPERVISOR.

Mortero

Cuando corresponda el pago, el mortero será medido por metro cúbico de mortero aplicado, en función de las dimensiones indicadas en el proyecto o establecidas por el SUPERVISOR en el lugar de la obra.

6. FORMA DE PAGO

Hormigón

El hormigón medido en conformidad a lo indicado en la sección medición, será pagado a los precios unitarios contractuales correspondientes a los ítems de Pago definidos y presentados en los Formularios de Propuesta. Dichos precios incluyen la provisión de materiales, encofrados y apuntalamiento, la preparación, transporte, colocación, consolidación, curado, así como toda mano de obra, equipo, herramientas e imprevistos necesarios para ejecutar el trabajo previsto en esta Especificación.

ITEM – 9 – 21

ACERO ESTRUCTURAL F y= 5000 Kg/cm²

1. DEFINICIÓN.

Este trabajo consiste en el aprovisionamiento y la colocación de barras de estructural de refuerzo en la clase, tipo y tamaño fijados, de acuerdo con la presente especificación y de conformidad con las exigencias establecidas en los planos.

2. MATERIALES

Las barras de acero de armadura de tamaño hasta el No 11 inclusive (35 mm) deberán llenar las exigencias de la especificación AASHTO M-31 para lingotes de acero del tipo duro o intermedio, AASHTO M-42 para acero laminado o AASHTO M-53 para acero de ejes del tipo intermedio duro. Las barras de refuerzo de los tamaños 14S y 18S deberán concordar con las exigencias con la especificación AASHTO M-137 para las barras hasta el No. 11 incluido y ASTM A-408 para las barras de los No. 14S y 18S (44 y 57 mm). El límite de fluencia mínimo será de 5000 Kg/cm², asimismo el acero debe cumplir con las especificaciones mencionadas en la norma CBH-87, el control de calidad de los aceros será efectuado con esta norma.

En la prueba de doblado en frío no deben aparecer grietas. Dicha prueba consiste en lo siguiente: las barras con diámetro o espesor de 3/4 de pulgada o inferior deben doblarse en frío sin sufrir daño, 180° por sobre una barra con diámetro igual a tres veces el de la barra sometida a prueba si es lisa y cuatro veces dicho diámetro si la barra que se prueba es corrugada o torcida en caliente. Si la barra sometida a prueba tiene un diámetro o espesor mayor al de 3/4 de pulgada (19 mm), el doblado que se le dará será solo de 90° en las condiciones anteriormente especificadas.

3. PROCEDIMIENTO PARA LA EJECUCIÓN

Generalidades

Todo material a utilizarse para refuerzos metálicos será almacenado sobre una plataforma de madera u otros soportes aprobados, protegido de cualquier daño mecánico y deterioro de la superficie causado por su exposición a condiciones que produzcan herrumbre, pintura, aceites y otros materiales que perjudiquen su ligazón con el hormigón.

Doblado

Las barras de refuerzo deberán ser dobladas en frío a las formas indicadas en los planos. El doblado deberá hacerse estrictamente de acuerdo a las dimensiones y formas indicadas en las planillas de hierros. Cualquier variación o irregularidad en el doblado motivará que las barras sean rechazadas y retiradas de la obra. El Contratista no queda liberado de su responsabilidad de asegurarse de la exactitud de las dimensiones y diagramas de la planilla de hierros. Si no se especifica en planos los radios mínimos de doblado deberá usarse lo indicado en la norma AASHTO. Cualquier eventual cambio en los diámetros o separaciones de barras de refuerzo deberá ser expresamente autorizado por la Supervisión.

Empalmes

No se permitirán empalmes excepto en los lugares indicados en los planos o aceptados por escrito por la Supervisión.

Los empalmes se efectuarán por superposición de los extremos a una longitud no menor de 40 veces el diámetro de la barra, sujetándolos con alambre de amarre, excepto en el caso que se indiquen empalmes soldados, entonces la soldadura se hará de acuerdo a especificaciones pertinentes.

Colocación y Sujeción

En la colocación de los refuerzos se observarán estrictamente las dimensiones y disposiciones indicadas en los planos de detalle. La condición especial a observar será que las barras de refuerzo una vez colocadas mantengan rigurosamente el

espaciamiento calculado y formen un conjunto rígido sin que puedan moverse ni deformarse al vaciar el hormigón y apisonado dentro de los encofrados.

La colocación y fijación de los refuerzos en cada sección de la obra deberá ser aprobada por la Supervisión antes de que se proceda al vaciado del hormigón.

4. MEDICIÓN

La cantidad a pagarse en este concepto se calculará sobre el peso teórico en kilogramos (kg) de acero de armadura colocada en la obra y aceptada.

Los pesos unitarios para las barras deformadas serán las especificadas en el método AASHO M-137 o en su caso las indicadas por el fabricante. Las abrazaderas, tensores, separadores y otros materiales usados para la ubicación y la fijación de las barras de acero en su lugar incluso las longitudes de empalme y/o anclaje no serán incluidos a los efectos del pago del presente ítem.

5. FORMA DE PAGO

Las cantidades determinadas en la forma descrita arriba, especificada, se pagará a los precios unitarios del contrato por kilogramo útil colocado para los ítems de pago abajo detallados, cuyo precio y pago constituirán compensación total en concepto de aprovisionamiento y colocación de todos los materiales y por toda la mano de obra, equipo, herramientas e imprevistos necesarios para ejecutar la obra especificada en la presente sección.

Nº ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
09 – 21	Acero Estructural $F_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$	Kg

ITEM – 10

RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL SELECCIONADO

1. DEFINICIÓN

Este trabajo comprenderá el relleno de las obras terminadas y el retiro de todo material excavado o removido, en un todo de acuerdo con las presentes especificaciones y de conformidad con los planos de la obra.

Este ítem también involucra el subsiguiente retiro de encofrados y ataguías y el necesario relleno. El CONTRATISTA deberá presentar su procedimiento para las operaciones que se describen precedentemente para la aprobación del SUPERVISIÓN. Este trabajo incluye también el suministro y colocación de arena, piedra o material de relleno conformado por gravas para sustituir todos los materiales inadecuados que pueden encontrarse al fundar las obras de arte. Se debe considerar en estos trabajos, el relleno de las partes excavadas debajo del nivel del terreno natural, debidamente compactadas y aprobadas por la SUPERVISIÓN.

2. MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPO

Material de relleno para fundación.-

El material para el relleno de fundaciones se compondrá de un adecuado y bien graduado tipo de arena, grava, escorias o piedra que esté de acuerdo a los requisitos de la obra, o como lo exija la SUPERVISIÓN.

El material de relleno será un suelo seleccionado fino y compactable proveniente de las excavaciones de las obras de arte, siempre que la SUPERVISIÓN lo apruebe en cuanto a su calidad. Cualquier otro material adicional necesario deberá obtenerse de las obras básicas del camino o de préstamo según se prevé en la sección correspondiente

En lo posible, todo el material proveniente de excavaciones deberá utilizarse para rellenos y terraplenes. El material sobrante colocado provisionalmente con

autorización o no, en un curso de agua, deberá disponerse finalmente de tal manera que no obstruya o afecte en algún otro modo el aspecto estético de la obra de arte.

3. PROCEDIMIENTO PARA LA EJECUCIÓN

El relleno o terraplenado no deberá efectuarse detrás de los muros de alcantarillas con losa de hormigón hasta que se les haya aplicado la losa superior y esta estuviera totalmente fraguada. El relleno y terraplenado detrás de los estribos, soportado por la parte superior de la superestructura y detrás de los muros laterales de alcantarillas, deberán ejecutarse simultáneamente en cada estribo o muro opuesto.

Todos los terraplenes adyacentes a las sobras de arte deberán constituirse en capa horizontales y compactarse tal como lo determina la sección correspondiente, excepto que se deberán usar rodillos vibratorios lisos para obtener la compactación requerida, en lugares de difícil acceso del rodillo vibratorio, podrá efectuarse el relleno y compactado con compactador vibratorio manual. Se deberán tomar especiales precauciones para evitar cualquier efecto de cuña contra las estructuras y todos los taludes a unir existentes en la zona, que deberán ser rellenados, se realizarán en forma escalonada o dentada, para evitar una acción de los mismos con efectos de cuña.

La colocación de terraplenes y el escalonado de los taludes deberá continuar de manera tal, que en todo momento exista una capa horizontal de material bien compactado, de una longitud corta por lo menos igual a la altura de los muros a rellenar, excepto los casos en que estos lugares estuvieren ocupados por el material original no afectado por los trabajos de la obra.

Se deberán tomar medidas adecuadas para obtener un completo drenaje. Se suministrará roca triturada o arena gruesa y grava para el drenaje en los orificios de drenaje de muros señalados en los planos.

4. MEDICIÓN Y FORMA DE PAGO

El volumen de relleno de fundación a pagarse, será construido por el número de metros cúbicos (m³), medidos en posición final, del material realmente suministrado y

colocado encima de las estructuras para tener la cota correspondiente a sus fundaciones tal como especifique y ordene, puesto en su lugar y aceptado

Las cantidades a determinarse en la forma antes expresada, se pagarán a los precios unitarios del contrato y como figuren en los programas de licitación. Los precios y pagos constituirán la compensación total del concepto de mano de obra, equipo, imprevistos y todo gasto directo e indirecto necesarios para ejecutar la obra prevista en esta sección.

Nº ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
10	Relleno Compactado Con Material Seleccionado	m3

ITEM – 11– 22

BARBACANAS DE PVC D=4"

1.- DEFINICION

Este trabajo comprenderá la colocación de drenes en la calzada de rodadura del puente, de acuerdo con los planos y de conformidad con los alineamientos, ubicación, cotas tamaños, dimensiones y diseño debidamente indicados, incluyendo la calidad de los materiales de acuerdo a planos o según las instrucciones por escrito del Supervisor de Obra.

2.- MATERIALES HERRAMIENTAS Y EQUIPO

Los tubos serán de PVC E-40 de 4" de diámetro y con un espesor comprendido entre 5 a 6 mm.

En caso de no existir en el mercado tubos de PVC del espesor indicado, se podrá usar tubería de hierro fundido o galvanizado con un diámetro no inferior a 4".

3.- PROCEDIMIENTO PARA LA EJECUCION

Los tubos se colocarán embebidos en el hormigón de forma que queden perfectamente empotrados.

Los tubos en su parte inferior deberán ser cortados en sesgo a un ángulo de 45° y sobresalir 10 centímetros de la parte inferior de la losa.

Se deberán colocar cuando el encofrado está armado y cuando el acero de refuerzo está siendo colocado, deberán estar perfectamente asegurados a fin de evitar deslizamiento o inclinaciones de los drenes.

4.- MEDICION

La cantidad a pagarse por este concepto se formará por el número de metros lineales de tubo de diámetro indicado en los planos colocados en obra y medidos de borde a borde de cada dren.

5.- FORMA DE PAGO

La cantidad determinada en la forma antes mencionada se pagará a precio de contrato. Dicho precio y pago será la compensación total por concepto de suministro y colocación, incluyendo materiales, mano de obra, herramientas, gastos directos e indirectos necesarios para efectuar el ítem.

Nº ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
11-22	Barbacanas de PVC D=4"	m

ITEM – 12

APOYO DE NEOPRENO COMPUESTO

1. DEFINICIÓN

Se define así a los aparatos de apoyo contruidos por una placa de material elastomérico que permite, con su deformación elástica, traslaciones o giros de los elementos estructurales que soportan.

Los apoyos pueden ser zunchados o sin zunchar entendiéndose por zunchados aquellos que constan de un cierto número de capas de material de material elastomérico separadas por zunchos de chapa de acero que quedan unidos fuertemente al material elastomérico durante el proceso de fabricación.

2. MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPOS.

Material elastomérico

El material elastomérico será de caucho sintético (neopreno, DUPONT-GOMATEX). Deberá presentar una buena resistencia a la acción de las grasas, intemperie, ozono atmosférico y a las temperaturas extremas a que haya de estar sometida. Más adelante se define la composición y características mecánicas del material y, en particular, su dureza, módulo de deformación trasversal y porcentaje máximo de variación de características mecánicas, después de someter al material a un proceso de envejecimiento artificial. Las planchas de apoyo elastoméricas deberán estar moldeadas en moldes bajo presión y calor. Las muestras de prueba deberán estar de acuerdo con el método ASTM D- 15 Parte B.

Zunchos de acero

Las placas de acero empleadas en los zunchos tendrán un límite elástico mínimo de dos mil cuatrocientos kilogramos fuerza por centímetro cuadrado (2.400 kgf/cm²), y una carga de rotura mínima de cuatro mil doscientos kilogramos de fuerza por centímetro

cuadrado (4.200 kgf/cm²). El acero deberá estar de acuerdo con las exigencias de ASTM A-36.

Las propiedades físicas deberán llenar los requisitos establecidos según la tabla siguiente

PROPIEDADES FISICAS	GRADO		
	50	60	70
Dureza, ASTM D-2240	50+5	60+5	70+5
Resistencia mínima a la tensión lb/pulg ² , ASTM D-412	2,500	2,500	2,500
Alargamiento en la rotura, porcentaje mínimo	400	350	300
Ensayos acelerados para determinar características de envejecimiento a largo plazo. Envejecimiento en horno 70 hrs/212°F, ASTM D-573			
Dureza, puntos de cambio max.	0 a + 15	0 a + 15	0 a + 15
Resistencia a la tensión, % de cambio máximo	+ 15	+ 15	+ 15
Alargamiento en la rotura, % de cambio máximo	- 40	- 40	- 40
Ozono -1 ppm en aire por volumen, 20% de deformación 100 + 20F - ASTM D-1149, 100 horas	Ninguna rajadura	Ninguna rajadura	Ninguna rajadura
Deformación permanente en compresión - 22 hrs/158°F; ASTM D-395 - Método B % máximo	25	25	25
Tesura a temperaturas bajas ASTM D-797, a 40°F; módulo de Young, Lb/pulg ² , máximo	10,000	10,000	10,000
Ensayo de raspadura - ASTM D-624 - Matriz C, Lb/plg. Lineal, mínimo	225	250	225

3. PROCEDIMIENTO PARA LA EJECUCIÓN

Los apoyos de material elastomérico se asentaran sobre una capa de mortero de cemento con una dosificación de cuatrocientos cincuenta kilogramos de cemento Portland por metro cúbico (450 kg/m³), de al menos un centímetro (1 cm.) de espesor, de forma que quede su cara superior perfectamente horizontal, salvo que se indique en los planos que deban quedar con suficiente pendiente. Se vigilará que la placa este libre en toda su altura, con objeto que no quede coartada su libertad de movimiento horizontal.

4. MEDICIÓN

Los apoyos de neopreno serán medidos en decímetros cúbicos. Para el cómputo de los volúmenes se tomaran las dimensiones indicadas en los planos y/o instrucciones escritas del Supervisor de Obra.

5. FORMA DE PAGO

Este ítem ejecutado de acuerdo con los planos y presentes especificaciones, medido de acuerdo a lo señalado y aprobado por el supervisor de obra, será pagado al precio unitario de la propuesta aceptada.

Dichos precios será la compensación total por los materiales, mano de obra, herramientas, equipo y otros gastos que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución de los trabajos.

Además dentro del precio unitario deberá incluirse el mortero de asiento, y cuantas operaciones sean necesarias para que la unidad quede perfectamente ejecutada.

En caso de mampostería de piedra con mortero u otro tipo cualquiera de mampostería con rejuntamiento, el costo del mortero deberá estar incluido en el de la mampostería.

Nº ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
----------------	--------------------	-------------------------

12	Apoyo de Neopreno Compuesto	dm3
----	-----------------------------	-----

ITEM – 13

HORMIGON P/VIGAS $F_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

1. DEFINICIÓN

Este trabajo consistirá en la construcción de obras de hormigón, vigas; ejecutadas de hormigón con los lineamientos, cotas y dimensiones indicados en los planos u ordenados por escrito por la supervisión, concordantes con las presentes especificaciones y otras secciones de especificaciones involucradas, como ser:

Especificaciones Standard para puentes AASHTO - 83

Especificaciones para hormigón pretensado AASHTO-83 y la sección complementaria a estas especificaciones.

Las mezclas de hormigón serán diseñadas con el fin de obtener una resistencia característica de compresión de 35 Mpa (f_c est) a los 28 días, las mismas que estarán especificadas en los planos o serán fijadas por la supervisión.

2. CONTROL DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGÓN

El objeto de este control es comprobar que la resistencia estimada del hormigón que se coloca en obra es mayor a la especificada por el proyectista.

El control deberá ser ejecutado de manera exacta en lo estipulado en el ítem “Hormigón $f_{ck} = 21 \text{ Mpa}$ ”, además, deberá hacerse un control de calidad de acuerdo a la norma CBH-87.

3. MATERIALES

Todos los materiales a proveer y utilizar no comprendidos en esta sección, deberán estar de acuerdo con la exigencia estipuladas en la norma CBH-87, AASHTO Y ACTM, de acuerdo a lo estipulado en el punto materiales.

4. EJECUCIÓN

Toda la obra ejecutada con materiales que nos sean de hormigón, como el acero, deberá efectuarse de acuerdo con las exigencias establecidas en otras secciones para los distintos ítems de obra, comprendidos en la estructura terminada.

LIMPIEZA

Después de la terminación de la obra de arte o estructura y antes de su aceptación final, el Contratista deberá retirar todos los andamios y puntales hasta 0.50 m debajo de la línea del terreno terminado, los materiales excavados o innecesarios, residuos y edificaciones temporales.

Deberá restituir o renovar todos los cercos dañados y restaurar en forma aceptable toda la propiedad tanto pública como privada que pueda haber sido dañada durante la ejecución de la obra, debiendo dejar el lugar donde se emplacen las estructuras y el camino adyacente, en condiciones de limpieza y presentación satisfactorias para la Supervisión.

Todo el material excavado durante la construcción será retirado por el Contratista antes de la aceptación final.

5. MEDICIÓN

La cantidad de hormigón a pagar será constituido por el número de metros cúbicos (m³) de dicho material, colocado en la obra y aceptado. Al calcular el número de los metros cúbicos del hormigón para su pago, las dimensiones usadas serán las fijadas en los planos u ordenadas por escrito por la Supervisión, pero las mediciones practicadas no deberán incluir hormigón alguno empleado en la construcción de tablestacas o andamios. No incluirán moldes o andamio y no admitirán aumentos en los pagos, en concepto de una mayor cantidad de cemento empleado en alguna de las mezclas.

6. FORMA DE PAGO

Las cantidades determinadas en la forma antes indicada se pagaran a los precios unitarios contractuales, por unidad de medición, para el ítem recién descrito y que figuran en el programa de licitación, cuyos precios y pagos serán en compensación total, por concepto de suministro y colocación de todos los materiales, incluyendo toda la mano de obra, equipo, herramientas e imprevistos necesarios para ejecutar la obra especificada en esta sección.

Con excepción del trabajo específicamente incluido bajo otros ítems de pago establecidos en los diferentes módulos del proyecto, la compensación por todo el trabajo especificado en esta sección deberá considerarse como incluida en los ítems de pago respectivos, que se anota a continuación que aparecen en el presupuesto del proyecto

Nº ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
13	Hormigón P/Vigas Fc= 350 Kg/cm ²	m3

ITEM – 14

CABLES DE ACERO P/PRETENSADO 12 T

1. DEFINICIÓN

Este trabajo deberá consistir en el proceso de postesado de las vigas para el puente, con los alineamientos, elevaciones, diseños y dimensiones indicadas en los planos o establecidos por la Supervisión y en concordancia con éstas y otras especificaciones requeridas por los ítems de trabajo. El trabajo deberá incluir el cableado e inyección en las vainas de la estructura postesada, la lechada de cemento para la inyección a presión de los ductos de acuerdo a los planos, las especificaciones de resistencia y los requerimientos establecidos; el suministro y la instalación de los accesorios para el sistema particular de pos tensado que será usado, será pagado con ítem “Aparatos de Anclaje Tipo DYWIDAG para 12 T”.

El método que se emplee queda a criterio de contratista, pero sujeto a los requisitos especificados a continuación.

El contratista deberá presentar a la Supervisión, para su aprobación, detalles completos de los métodos, materiales y equipos que se propone emplear en las operaciones correspondientes. Dichos detalles deberán describir el método y la secuencia del tesado, con detalles y especificaciones completas sobre el acero de postesado y dispositivos de anclaje a emplearse, esfuerzos en el anclaje, incluyendo el orden propuesto de las operaciones, incluyendo el orden propuestos de las unidades de postesado de los distintos miembros, lechada para los ductos y equipo de inyección.

El tesado de los cables se ejecutará de un extremo de la viga, según el orden indicado en el plano correspondiente y de acuerdo a las tensiones y alargamientos indicados en las fichas de tesado, preparadas por el Contratista y aprobadas por la supervisión.

El tesado de los cables se ejecutará cuando las probetas acusen las resistencias mínimas especificadas.

Servicio de Asesoría

A no ser que la supervisión ordene lo contrario, el Contratista deberá certificar que tendrá disponible un técnico experimentado en el método aprobado de postesado de vigas de puente.

2. MATERIALES

Hormigón y Lechada de Cemento

El hormigón deberá ser elaborado de acuerdo a lo especificado en el ítem de Hormigón y deberá ser de las Clases “PP” o “P”. La lechada de cemento deberá ser preparada de acuerdo a lo indicado en el punto 4.9 de esta especificación.

Acero de Refuerzo

El acero de refuerzo deberá cumplir con lo dispuesto en AASHTO M-31 (ASTM A-615), y según lo especificado en el ítem de Acero estructural.

Acero de tesado

El acero para el postesado deberá ajustarse a los requisitos de AASHTO M-204 (ASTM A-421) y AASHTO M-203 (ASTM A-416).

En caso de no figurar en los planos, se emplearán torones grado 270 K, de acuerdo con ASTM A-416, cuyas características son:

Diámetro nominal de cordón, trenza o torón en pulgadas	0.500
Resistencia a la rotura del cordón, mínimo en kilos:	26.584
Área del acero del cordón, en centímetros cuadrados	1.400
Peso nominal del cordón, kilos por millar de metros:	1100.000

El acero para tesado deberá ser protegido contra daño físico y oxidación u otros resultados provenientes de la corrosión en todo momento, es decir, desde su fabricación hasta su colocación. El acero que ha tenido daño físico en algún momento, debe ser rechazado. Una oxidación superficial suave no es motivo para rechazo.

El acero de tesado deberá ser empacado en “contenedores” u otras formas de embarque que provean protección del acero contra daños físicos y corrosión durante el embarque y el almacenamiento. Un anticorrosivo que evite la oxidación debe ser colocado en el “contenedor” o, cuando lo requiera la supervisión, puede ser aplicado directamente sobre el acero. El anticorrosivo no deberá tener efectos deletéreos en el acero al concreto.

Los embalajes deben ser claramente marcados indicando que contienen acero para tesado de alta resistencia, los cuidados de manipuleo, tipo, clase y cantidad de anticorrosivo utilizado incluyendo la fecha de embalaje, instrucciones de seguridad y de uso.

Todo el acero de tesado para pos tensado debe asegurarse en los extremos por medio de sistemas de anclaje para pos tensado debiendo sostener el acero a una carga que produzca una fatiga no menor a 95% de la fatiga de tracción mínima garantizada.

La carga del dispositivo de anclaje deberá ser distribuida al hormigón por medio de dispositivos aprobados que distribuirán en forma efectiva la carga del hormigón.

La tensión a la flexión en la comprensión incluida por la tracción del pre esforzado no debe exceder el punto de deformación del material o causar distorsión visible en la plancha de anclaje cuando el 100% de la carga máxima es aplicada tal como determine la Supervisión.

Si el contratista decide proveer dispositivos de cierto tipo que sean suficientemente grandes, los cuales son usados conjuntamente con una rejilla de acero empotrada en el hormigón, entonces las placas de distribución de acero pueden omitirse con la previa autorización escrita de la Supervisión.

Cuando el extremo del dispositivo de pre esforzado no sea cubierto por el hormigón, los dispositivos de anclaje serán insertados de modo que los extremos del acero y todas las partes de los dispositivos de anclaje estarán por lo menos 5cm. dentro de la superficie de los miembros, a no ser que un empotrado más profundo sea indicado en los planos. A continuación, posteriormente al pos tensado aprobado por la Supervisión, los recesos deben ser llenados con mortero de cemento.

2.5. Vainas

Las vainas son conductos que sirven para aislar los cables del hormigón, deben ser metálicas, galvanizadas, herméticas, flexibles, y lo suficientemente resistentes para mantener su forma bajo la acción de fuerzas que tendrán que soportar. Tendrán un diámetro interno mayor en 3/8" que el correspondiente a los torones, y el área del ducto deberá ser por lo menos 2.5 veces mayor que el área del acero pos tensado en el ducto.

Cuando se especifique la introducción de lechada de cemento a presión, los conductos deberán estar provistos de boquillas u otras conexiones adecuadas para la inyección de la lechada después de terminada la operación de postesado.

Las vainas deben estar debidamente aseguradas en su localización para prevenir movimientos.

Las vainas de cables curvos deberán ser dotadas, en sus puntos más altos de purgadores constituidos por tubos plásticos de 1/2" de diámetro con sus debidos conectores, para evitar la formación de bolsas de aire o agua. En cables muy largos un purgador deberá ser previsto a un máximo de 40 m de separación.

Antes del tesado la vaina deberá ser completamente limpiada de toda suciedad por medio de un chorro de aire comprimido aplicado en una extremidad de la vaina; la operación deberá prolongarse hasta que no salga agua por la otra extremidad.

Conos de Anclaje

Deberán estar de acuerdo con las prescripciones del sistema de pos tensado a ser utilizado y deberán estar plenamente respaldados por un certificado de calidad y garantía del fabricante. Adicionalmente, deberán contar con la patente del fabricante del sistema de pretensado a ser utilizado.

Ejecución

La colocación y montaje de la armadura de pos tensado, se efectuará de acuerdo a los planos, se prohíbe terminantemente la supresión o sustitución de cualquier pieza prevista en los planos.

Las distancias desde los moldes se mantendrán por medio de bridas, tensores, bloques u otros medios aprobados.

Los bloques para separar las unidades serán de hormigón pre moldeado, de forma y dimensiones aprobadas. Bloques de madera no deben dejarse en el hormigón. Los

alambres, grupos de alambres, cables paralelos y cualquier otro elemento del pos tensado, deberán enderezarse para asegurar su debida colocación en los conductos.

Se proveerán separadores adecuados, tanto verticales como horizontales, si fuese necesario, para mantener los alambres en su lugar y en posición correcta. El Contratista debe tener especial cuidado, para que durante el hormigonado, la posición de los cables y la integridad de las vainas no sean afectadas.

Cuando fuera prevista la colocación de los cables en sus vainas después del vaciado del hormigón, los procesos y todos sus detalles a utilizar serán sometidos al examen de la supervisión para su correspondiente aprobación.

Agua

El agua a ser empleada en el lavado de los ductos deberá contener óxido de calcio o hidróxido de calcio, en una cantidad de 12 g/lit. Todo aire comprimido usado para soplar ductos deberá estar libre de aceite.

ENSAYOS

Todos los alambres, torones, anclajes de ensamblado o barras a ser embarcadas a la obra deben tener asignado un número de lote individual y marcas adecuadas para propósitos de identificación.

Todas las muestras suministradas deberán ser representativas del lote a ser provisto y, en el caso de alambre o torón, deberán ser tomadas del mismo tambor original.

Todos los materiales especificados para ensayo deberán ser suministrados libres de costo y con suficiente anticipación a la fecha de su uso. Las siguientes maestras elegidas de cada lote deben ser provistas.

Método de postesado.

Para alambres que requieren cabezal 5 m., y los que no requieren una longitud suficiente para preparar un cable de 1.50 m, colocado paralelamente el mismo número de alambres como el cable que va a ser proporcionado.

Para torones a ser proporcionados con accesorios, 1.50 m. entre los extremos anteriores de los accesorios.

Para barras a ser proporcionadas con extremos roscados y tuercas, 5 cm. entre las roscas en los extremos.

Anclajes de Ensamblado.

Dos anclajes de ensamblaje deberán ser proporcionados completos, con placas de distribución de cada tamaño y tipo a ser usado, si los anclajes de ensamblaje no están fijos a la maestra de refuerzo.

Cuando el sistema de pretensado ha sido previamente ensayado y aprobado para un proyecto similar por una agencia aceptable a la Supervisión, no es necesario que sean proporcionadas las muestras completas de cables, a condición de que no se efectúe ningún cambio en los materiales, diseño o detalles previamente aprobados.

3. EJECUCIÓN

Los miembros estructurales de hormigón pre esforzado deberán ser contruidos de acuerdo a lo especificado en el ítem de Hormigón, sujetos a las enmiendas modificaciones que se incluyen en esta sección.

Equipo para tesado

El Contratista deberá disponer como mínimo del siguiente equipo para el tesado, que podrá ser propio o alquilado.

Un gato DYWIDAG de tesado

Una bomba con manómetros para el gato

Un inyector de mortero para las vainas

Los gatos hidráulicos usados para tirar los tendones deberán ser equipados con manómetros de presión o célula de carga para determinar la tensión aplicada, a opción del Contratista. Si fuese usado manómetro de presión, deberán tener un dial de lectura de precisión por lo menos de 15 cm. De diámetro y cada gato y su manómetro deberá

ser calibrado como una unidad con el cilindro de extensión en posición aproximadamente y correspondiente a la fuerza final de aplicación y deberá estar acompañado por un gráfico de calibración certificado. Si es usada la célula de carga, deberá ser calibrada y provista de un indicador por medio del cual puede determinarse la fuerza de pretensado en el tendón. Los límites de la célula de carga deberán ser tales que el 10% inferior de la capacidad normal de fábrica no deberá ser usada en la determinación de las de la tensión aplicada por el gato.

El Contratista deberá adoptar medidas de seguridad que eviten accidentes debidos a una posible ruptura del cable o la viga que está siendo tensado o por resbalamiento de las grampas o mordazas durante el proceso de tesado.

Postesado

El tensado del acero no deberá comenzar hasta que los ensayos sobre los cilindros de hormigón, contenido y curado bajo las mismas condiciones del miembro particular, hayan alcanzado la resistencia a la compresión de por lo menos 280Kg/cm², a no ser que se disponga de otra instrucción.

Después que el hormigón haya alcanzado la resistencia requerida, el acero de pre esforzado deberá ser tensado por medio de gatos a la tensión deseada y la fatiga transferida a los anclajes terminales.

El hormigón vaciado en sitio no debe ser pos tensado hasta por lo menos 10 días después de que el último hormigón haya sido colocado en el miembro a ser pos tensado y hasta que la resistencia del citado hormigón haya alcanzado la tensión especificada para el momento del tensado.

Todos los laterales del encofrado de vigas deben ser retirados antes del pos tensado. Los puntales que soportan la parte inferior de las losas de la estructura no deben ser removidos hasta que haya pasado por lo menos 48 horas después de la inyección de la lechada de los tendones pos tensados y hasta que las otras condiciones especificadas hayan sido cumplidas.

El proceso de tensado deberá ser realizado de modo que la tensión aplicada y la deformación de los elementos de pre esfuerzo sean medidas en todo tiempo. Las pérdidas por fricción en los elementos como ser la diferencia entre la tensión mínima deberá ser determinadas ajustándose al artículo 1.6.6 de la norma AASHTO “Standard Specification For Highway Bridges”.

Los tendones de pre esfuerzo en miembros continuos pos tensados deberán ser tensados alternativamente por gatos desde cada extremo del tendón, pero no simultáneamente.

Se deberá obtener en todo momento un registro de las presiones calibradas y elongaciones para someterse a la aprobación de la supervisión.

Adherencia del Acero

El acero de deberá ser adherido al hormigón, llenado con lechada los espacios vacíos entre el ducto y el tendón.

La lechada para la inyección contendrá una mezcla de cemento portland, agua potable y un aditivo expandidor intraplast o similar aprobado por la supervisión. No deberá usarse aditivos que contengan cloruros o nitratos. La dosificación será proporcionada por el Contratista y aprobada por la supervisión. En todo no es recomendable utilizar una relación agua/cemento mayor de 0.45. El todo no es del aditivo será el estrictamente necesario para lograr una mezcla fluida y calidad consistencia de la pintura gruesa, proporcionada, de modo que no se provoque la separación del agua libre de la mezcla.

En la mezcladora mecánica el agua debe ingresar primero, seguida por el cemento y el aditivo, el equipo debe proporcionar una lechada completamente mezclada y uniforme.

La bomba de inyección de la lechada será determinada por la Supervisión, de acuerdo con U.S. Corps o Engineers Test Methodm CPD-C79. El tiempo de emisión de la lechada no deberá ser menor que 11 segundos inmediatamente después de su mezcla. El equipo de inyección deberá ser capaz de inyectar la lechada a una presión de 7 Kg/cm²:

Debe existir un equipo disponible para chorro de agua capaz de desarrollar 17 Kg/cm² de presión de bombeo y de capacidad adecuada para limpiar cualquier ducto parcialmente inyectado con lechada.

Todos los ductos deberán estar limpios y libres de materiales que pueden disminuir adherencia de la lechada interferir el procedimiento de inyección.

Los ductos deberán disponer de válvulas mecánicas cierra. Deben instalarse además tubos de ventilación o expulsión con válvulas, tapas u otros dispositivos capaces de sentir la presión de bombeo. Las válvulas tapas no deberán ser retiradas o abiertas hasta que la lechada haya fraguado.

Todo acero de pre esfuerzo que deba adherirse al hormigón deberá estar libre de suciedad, oxidación, grasa u otra sustancia dañina.

Inmediatamente después de completar el vaciado del hormigón, los ductos deberán ser sopladados en toda su extensión con aire comprimido, libre de aceite, para romper y remover cualquier mortero dentro del conducto antes de endurecimiento. Aproximadamente después de 24 horas de haberse vaciado el hormigón, los ductos deben ser lavados con agua y luego soplado con aire comprimido exento de aceite.

Antes de colocar los encofrados para las losas o vigas de la estructura, el contratista demostrará a satisfacción de la Supervisión que todos los ductos están libres de obstrucción y si el acero de pretensado ha sido colocado, que el tendón está libre y sin adherencia al ducto.

Después de que los tendones han sido tensado a la tensión requerida, el ducto deberá ser soplado aire comprimido exento de aceite y completamente relleno desde el extremo más bajo con lechada bajo presión. La lechada deberá ser bombeada a través del ducto y expulsada continuamente en su salida hasta no mostrar vestigios de agua o aire; el tiempo de emisión de la lechada no será menor a 11 segundos. Todos los tubos de ventilación y aberturas deben ser entonces cerrados y la presión de la lechada en el extremo de inyección deberá ser elevada a un mínimo de 7 Kg/cm² y mantenida por el menos durante 10 segundos.

Acero sin Adherencia

Donde el acero no debe estar adherido al hormigón, el acero de pre esfuerzo deberá protegerse de la corrosión con una capa de alquitrán u otro material impermeable, fuera de cualquier galvanización que puede ser especificada adicionalmente a los requerimientos de ASTM A-416 (ASSHTO M-203) y ASTM A-421(AASHTO M-204).

4. MEDICIÓN

La cantidad a ser medida para pago será el número de metros lineales (m) de las vigas de hormigón postesadas, instalados en sitio y completados. El precio unitario por cada metro lineal incluirá el costo del acero de pre esfuerzo, ductos lechada de inyección, anclaje, placas, tuercas y todo el material accesorio o fijado a la unidad pre esforzado.

5. FORMA DE PAGO

Las cantidades determinadas en la forma anteriormente descrita deberán ser pagadas al precio unitario de contrato por unidad de medida, la cual constituye la compensación de total por el suministro y colocación de todos los materiales, mano de obra, materiales, maquinaria, equipo, herramientas e imprevistos necesarios para la ejecución de las actividades constituyendo el precio y el pago la total compensación por el trabajo descrito en esta sección.

Nº ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
14	Cables De Acero P/Pretensado 12 T	m

ITEM – 15

VAINAS DE CHAPA CORRUGADA

1. DEFINICION

Este ítem se refiere a la provisión y colocación de acuerdo a los planos de las vainas corrugadas dentro de su utilización en el puente.

2. MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPO

El Contratista suministrará toda la mano de obra, materiales necesarios y los implementos correspondientes para la correcta ejecución de este ítem.

3. MÉTODO PRODUCTIVO

Las vainas corrugadas serán colocadas en su posición indicada en los planos correspondiente y a entera conformidad de Supervisor, antes de realizar el vaciado de las vigas ya sea que estas sean vaciadas in situ o prefabricadas.

4. MEDICIÓN

Las vainas corrugadas serán medidas por metro lineal provisto y colocado en su posición final y a entera conformidad del Supervisor.

5. FORMA DE PAGO

Este ítem ejecutado de acuerdo con las presentes especificaciones, medido según lo señalado y aprobado por el Supervisor de Obra, será pagado al precio unitario de la propuesta aceptada.

Dicho precio será compensación total por los materiales, mano de obra, herramientas, equipo y otros que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución del trabajo.

Nº ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
15	Vainas de Chapa Corrugada	m

ITEM – 16

CONOS DE ANCLAJE Y ACCESORIOS

1. DEFINICION

Este ítem se refiere a la provisión y colocación de acuerdo a los planos de los conos de anclaje dentro de su utilización en el puente.

2. MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPO

El Contratista suministrará toda la mano de obra, materiales necesarios y los implementos correspondientes para la correcta ejecución de este ítem.

3. PROCEDIMIENTO PARA LA EJECUCIÓN

Los conos de anclaje serán colocados en la posición indicada en los planos correspondientes y antes del tesado de los cables, los mismos que deberán estar a entera satisfacción del Supervisor de Obra.

4. MEDICIÓN

Los conos de anclaje serán medidos por pieza provista y colocada en su posición final y a entera conformidad del Supervisor.

5. FORMA DE PAGO

Este ítem ejecutado de acuerdo con las presentes especificaciones, medido según lo señalado y aprobado por el Supervisor de Obra, será pagado al precio unitario de la propuesta aceptada.

Dicho precio será compensación total por los materiales, mano de obra, herramientas, equipo y otros que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución del trabajo.

Nº ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
15	Conos de Anclaje y Accesorios	Pza.

ITEM – 17

TESADO DE CABLES

1. DEFINICIÓN

Este trabajo corresponde al tesado de los cables, en cada una de las vigas del puente. Asimismo, contempla la adquisición, por medio de importación, de los anclajes especiales para las vigas del puente.

2. MATERIALES

Para el tesado de los cables, se emplearán el gato hidráulico de DYWIDAG como equipo de tesado de cables.

Para este ítem se necesitan tres anclajes de 12V ½” tipo DYWIDAG por cable, no se debe permitirse el uso de otros tipos de anclajes de menor calidad.

3. EQUIPO

La naturaleza, capacidad y cantidad de equipo a emplearse, dependerá del método a ser utilizado por el CONTRATISTA. El CONTRATISTA presentará una relación detallada del equipo a utilizarse en cada obra o conjunto de obras, el mismo que deberá ser aprobado por el SUPERVISOR.

4. EJECUCIÓN

TESADO DE CABLES

Antes del tesado, el SUPERVISOR deberá autorizar la realización de éste verificando que los cables estén debidamente colocados y en el número indicado en los planos constructivos.

Así mismo, deberá verificar la capacidad de los gatos hidráulicos para el tesado y tendrá que revisar los cálculos de alargue y presión manométrica calculada para el tesado de cada cable, de encontrar deficiencias o discordancias en el equipo y cálculos, el CONTRATISTA tiene la obligación de cambiar o rehacer éstos.

El tesado de los cables de las vigas, será realizado en uno de los lados de la viga. Se controlará que la presión manométrica y alargamiento de los cables se encuentre dentro de los rangos establecidos. Posteriormente se procederá a la inyección de mezcla de hormigón con el fin de materializar la adherencia de los cables y vainas al hormigón.

El Supervisor tendrá que estar presente durante todo el proceso de tesado de los cables.

ANCLAJES 12 V 1/2" TIPO DYWIDAG

El contratista tendrá la obligación de proveer los anclajes antes del preparado de las vigas prefabricadas y de las vigas cajón multicelular. Los anclajes deberán ser completamente nuevos del Tipo DYWIDAG y no debe permitirse el uso de anclajes de otra línea o similar.

Una vez que el total de los anclajes se encuentren en la obra, el SUPERVISOR deberá revisar que estos cumplan con las especificaciones designadas en los planos o en otros detalles para éstos. Así mismo, deberá verificar el estado de los anclajes y aceptar o rechazar los mismos.

En la construcción de las vigas prefabricadas y sección cajón se deberá vaciar éstas junto con las placas de anclajes incluyendo la trompeta y su respectiva vaina metálica galvanizada de 70 mm en las ubicaciones determinadas en los planos de detalle y otras especificaciones adicionales que pudieran existir.

Se deberá tener cuidado, durante el proceso de hormigonado de las vigas, de no introducir mezcla dentro de los anclajes, para lo cual se deberá proporcionar una cobertura de las aberturas de éstos anclajes

5 MEDICIÓN

Este ítem será pagado por (m) tesada de acuerdo a lo presentado en el cálculo y aprobado por la Supervisión.

6. FORMA DE PAGO

Este ítem será pagado de acuerdo al precio unitario contractual presentado en el proyecto, revisado y aceptado por la Supervisión.

Nº ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
16	Tesado de Cables	m

ITEM – 19

MONTAJE DE LAS VIGAS DE Hº Pº

1. DEFINICIÓN

El Montaje consiste en el emplazamiento de elementos prefabricados de hormigón pretensado sobre los puntos de apoyo, desde la plataforma donde los mismos fueran contruidos, con equipo de la suficiente capacidad para realizar los mismos que fueron contruidos y realizar este trabajo sin perturbar las características físicas de los elementos prefabricados. La Obra Falsa consiste en la construcción de la estructura que servirá soporte al encofrado, acero de refuerzo, hormigón equipo y personal, hasta que el mismo adquiera suficiente resistencia para soportar su propio peso y las cargas para el cual ha sido diseñado.

2. MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPO

Para el montaje, el mismo deberá consistir en el empleo de dos grúas hidráulicas con una capacidad mínima de 40 Toneladas, el peso aproximado de las vigas es de 71 Toneladas aproximadamente. En caso de usar obra falsa, se emplearan los materiales que el Contratista considere necesario en función a los rangos de luces a cubrir, desnivel con el terreno, cargas a soportar, régimen del río, etc., siempre y cuando los mismos garanticen la estabilidad y la seguridad de la superestructura. Las obras falsas podrán construirse con madera callapos perfiles metálicos, celosías metálicas o de

madera modulares, terraplenes de tierra, parciales o totales sobre tubos o combinaciones de éstos u otros materiales.

3. PROCEDIMIENTO PARA LA EJECUCIÓN

El Montaje mediante grúas, será la operación de levantado esta debe ser cuidadosa y en punto bien definido de la viga, de manera que en la misma no se introduzca esfuerzo para los que no ha sido calculada, en la práctica se recurre a compensar los momentos y se coloca una armadura adicional con los ganchos respectivos, por donde se hace pasar los cables para dicha operación. En caso de usar obra falsa, una vez definidos el eje final, cotas de fundación, coronamiento y rasante, así como cuantificado el terreno de fundación y niveles de agua y otros aspectos necesarios, el Contratista presentará planos y esquemas en donde se detallarán, tipos de material, dimensiones, uniones, conexiones especiales, proceso de ejecución de la obra falsa y una memoria de cálculo de respaldo.

El Contratista deberá prever aspectos constructivos como ser: contra flecha constructiva en los cabezales de la obra falsa, elementos especiales de ajuste, sistemas de liberación de puntales y cimbras.

Si se decide usar obra falsa para el lanzamiento de vigas, esta será retirada cuidadosamente, una vez que el hormigón haya adquirido la resistencia suficiente o de diseño, previa autorización de la supervisión y el puente debe quedar con las dimensiones y alineamiento especificados en los planos.

4. MEDICIÓN

La forma de medición será considerada por pieza (pza). La misma se considera ejecutada cuando el trabajo de lanzamiento haya cumplido el objeto de ubicar la superestructura del puente en los apoyos, un tramo contemplará el colocado del número de vigas necesario para apoyar la superestructura en dicho tramo, de acuerdo a los alineamientos indicados en los planos.

5. FORMA DE PAGO

El pago comprenderá la compensación total por concepto de suministro de todos los materiales, mano de obra, equipo herramientas e imprevistos necesarios para la ejecución del ítem por el número de piezas ejecutados y conforme al precio unitario del proyecto, según la unidad indicada en esta sección.

N° ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
19	Montaje de las Vigas de H° P°	Pza.

ITEM – 23

BARANDADO TIPO P – 3 SNC

1. DEFINICIÓN

Este trabajo consistirá en la colocación de la baranda del puente, del material o combinación de materiales indicados en los planos y contruidos en conformidad a estas especificaciones y de acuerdo a las trazas, rasantes y dimensiones indicadas en los planos o establecidas por el Supervisor.

En el caso particular del proyecto se trata del barandado de H° A° Tipo – 3 según planos estándar del S.N.C.

2. MATERIALES

Los materiales a ser usados son el hormigón que se regirá según la especificación para los ítems 08-20 y 09-21 reforzado con acero estructural para hormigón armado que debe cumplir lo especificado para el ítem 08-20

3. METODO PRODUCTIVO

El barandado de hormigón armado deberá ejecutarse conforme se indica en los planos teniendo cuidado en ejecutar una adecuada alineación en recta o curva según el alineamiento general del puente.

El barandado de hormigón armado podrá ser ejecutado mediante elementos prefabricados o una combinación de estos elementos con hormigonados en sitio.

Se deja a elección del contratista la manera de su ejecución, lo cual debe ponerse a consideración del Supervisor para su aprobación.

Para la ejecución de los elementos constitutivos del barandado sean estos hormigonados en sitio o prefabricados se deberán seguir rigurosamente las previsiones de las especificaciones para los ítems 08-20 y 09-21.

Las juntas de dilatación del barandado deben coincidir con las juntas de dilatación de la losa donde necesariamente deben colocarse 2 postes de hormigón armado.

4. EJECUCIÓN

Las barandas de los puentes se construirán de acuerdo con los alineamientos y cotas fijadas en los planos y no deberá reflejar desigualdad alguna en la estructura. A menos que se especifique de otro modo, todos los postes de barandas se emplazarán verticalmente y deberán ser aprobados por la SUPERVISIÓN.

No se permitirá la colocación de barandas en luces de puentes en las cuales no se haya retirado toda la obra falsa o estructura de soporte.

5. CONTROL DEL INGENIERO

Además de los controles establecidos en las respectivas especificaciones para los trabajos y materiales que integran el barandado deberán ser efectuadas verificaciones en cuanto al alineamiento, niveles, acabado de las caras de los elementos de manera que la apariencia final deba ser estéticamente aceptable para el Supervisor.

6. MEDICIÓN

La baranda del puente se medirá por metro lineal del Tipo P-3 colocado completo en su lugar y aceptado, medido a lo largo de su traza y rasante de la parte superior de la baranda de extremo a extremo. Incluirá todo el trabajo construido sobre la parte superior del bordillo y todos los sujetadores y anclajes necesarios para fijar el

barandado a la estructura, incluirá todo el acero de refuerzo que se extienda dentro del bordillo.

7. PAGO

El barandado de puente medido en conformidad al numeral 4, será pagado al precio unitario contractual por unidad de medición, correspondiente al ítem de pago definido y presentado en los formularios de propuesta.

Nº ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
23	Barandado Metálico Peatonal	m

ITEM – 22

JUNTA DE DILATACION ACERO GOMA

1. DEFINICIÓN

Consiste en el aprovisionamiento y colocación de un elemento metálico angular de protección en ambos extremos de la losa o tablero del puente conforme a los detalles y especificación de los planos así como el aprovisionamiento y colocación de un elemento intermedio entre dichas cantoneras para absorber los movimientos horizontales debido a la dilatación y esfuerzo longitudinales por el tránsito de vehículos.

2. MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPO

Cantoneras

Los materiales componentes serán perfiles angulares de acero con las dimensiones y espesores indicados en los planos y que cumplen con las especificaciones AASHTO M 160.

Para los ganchos soldados a las cantoneras las especificaciones se regirán a lo indicado en los planos y/o instrucciones de la Supervisión.

En el caso de que se utilice cantoneras con juntas de dilatación, se utilizarán planchuelas metálicas que servirán de apoyo a la junta de dilatación de la misma manera, se utilizarán pletinas metálicas que servirán para evitar la extracción de la junta de dilatación.

La maquinaria y herramienta deberá ser la adecuada como para permitir el colocado de cantoneras y cumplir las estipulaciones de los planos de detalle.

Por la importancia estructural que cumplen estos elementos, la mano de obra deberá ser calificada tanto en la fabricación, soldado y colocado.

Juntas de Dilatación

Las Juntas de dilatación serán de goma, con dureza A60, con las características y geometría similares a la del tipo BS-II OWD-250. La calidad y dureza de la junta de dilatación deberá estar aprobadas por certificados de fábrica.

3. EJECUCIÓN

La cantonera es un elemento estructural fabricado, el cual longitudinalmente deberá acomodarse al bombeo de diseño del puente en la losa, para que éste no sea retirado o sustraído se debe disponer de ganchos soldados firmemente al perfil en las medidas y especificados en los planos.

En el momento de del vaciado de la losa, específicamente cuando se está acabando el hormigonado, se colocara la cantonera y se vaciará solidaria a la cota o nivel de rasante y en correspondencia a todo el ancho de vía.

Las planchuelas que sirven de apoyo a la junta de dilatación se colocarán de modo que, una vez colocada la junta, su cara superior coincida con la rasante.

La junta será introducida en el espacio entre los dos angulares (cantoneras) y sobre las planchuelas metálicas, presionando ligeramente hasta que descienda a su posición definitiva, las juntas de dilatación serán impregnadas con pegamento adhesivo (clefa) o algún otro pegante aprobado por la Supervisión, en las caras en contacto con los

perfiles metálicos (cantoneras), por lo que se deberá proceder a una limpieza profusa de las caras de los perfiles metálicos (cantoneras) y junta de dilatación.

Una vez concluidas la colocación de la junta de dilatación se deberá soldar transversalmente a los perfiles metálicos (cantoneras) y la junta de dilatación, solamente en la parte superior de uno de los propósitos de evitar la extracción de la junta de dilatación. Se colocarán las pletinas metálicas cada 2 metros, procurando que las mismas no se encuentren en las huellas por donde pasarán los vehículos.

4. MEDICIÓN

Se efectuará por metro lineal (m), que comprende los dos angulares (cantoneras), los ganchos soldados a las cantoneras, las planchuelas, la junta de dilatación en su conjunto y las metálicas, de acuerdo a lo indicado en los planos de detalle.

5. FORMA DE PAGO

El pago comprenderá el total de metros lineales de cantoneras y juntas de dilatación, que comprende todos los materiales, mano de obra, equipo, herramientas e imprevisto necesarios para ejecutar este ítem.

Nº ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
24	Junta de Dilatación Acero Goma	m

ITEM – 25

PROVISIÓN Y COLOCACIÓN DE GAVIONES

1. DESCRIPCIÓN

El gavión debe ser flexible en red de alambre a fuerte galvanización en los tipos y dimensiones abajo indicados. El mismo es fabricado con red de alambre cuyo tipo de malla, medidas y bordes reforzados mecánicamente son especificados en los siguientes párrafos.

Cada gavión puede ser dividido por diafragmas en celdas cuya largura no deberá ser superior a unas ves y media el ancho del gavión.

2. MATERIALES, HERRAMIENTA Y EQUIPO

Alambre.- Todo el alambre usado en la fabricación de los gaviones y para las operaciones de amarre y atirantamiento durante la colocación en obra, debe ser de acero dulce recocido y de acuerdo con las especificaciones BS (British Standar) 1052/1980 “Mild Steel Wire”, o sea el alambre deberá tener carga de ruptura media de 38 a 50 kg/mm².

Estiramiento del alambre.- Deben ser hechos los ensayos sobre el alambre, antes de la fabricación de la red, sobre una muestra de 30 cm, de largo. El estiramiento no deberá ser inferior al 12%.

Galvanización del alambre.- El alambre del gavión, de amarre y atirantamiento debe ser galvanizado de acuerdo con las especificaciones BS (British Standard) 443/1982 “Zinc Coating On Steel Wire”, o sea, el peso mínimo del revestimiento de Zinc debe obedecer en la tabla que sigue:

Diámetro nominal del alambre en (mm)	Mínimo peso del revestimiento (gr/m²)
2.2	240
2.4	260
2.7	260
3.0	275
3.4	275

La adherencia del revestimiento de Zinc al alambre deberá ser tal que, después de haber envuelto el alambre 6 veces alrededor de un mandril, que tenga diámetro igual a 4 veces el del alambre, el revestimiento de Zinc tendrá que escamarse o rajarse de manera que pueda ser quitado rascando con las uñas.

Red.- La red debe ser de malla hexagonal a doble torsión, las torsiones serán obtenidas entrecruzando dos hilos por tres medios giros.

Las dimensiones de la malla deberán estar de acuerdo con las especificaciones de fabricación y serán del tipo 8 * 10. El diámetro del alambre usado en la fabricación de la malla debe ser de 2,7 mm y de 3,4 mm para los bordes laterales.

Refuerzos de los bordes.- Todos los bordes libres del gavión, inclusive el lado superior de los diafragmas, deben ser reforzados mecánicamente de manera tal que no se deshile la red y para que adquieran mayor resistencia. El alambre utilizado en los bordes reforzados mecánicamente debe tener diámetro mayor que el usado en la fabricación de la malla, o sea de 3,4 mm.

Alambre de amarre y atirantamiento.- Se tendrá que proveer, junto con los gaviones, una cantidad suficiente de alambre de amarre y atirantamiento para la construcción de la obra. La cantidad estimada de alambre es de 8% para los gaviones de 1m de altura y de 6% para los 0.5m de altura, en relación al peso de los gaviones suministrados.

El diámetro del alambre de amarre debe ser de 2,2mm.

Dimensiones standard de los gaviones.-

Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)
1,5	1	0,5
2	1	1
3	1	1
4	1	1

Tolerancias.- Se admite una tolerancia en el diámetro del alambre galvanizado ± 2.5 %. Se admite una tolerancia en el largo del gavión de $\pm 3\%$ y en el ancho y alto de $\pm 5\%$.

Los pesos serán sujetos a una tolerancia de $\pm 5\%$ (Que corresponde a una tolerancia menor que la de 2,5 % que la de 2,5 % admitida para el diámetro del alambre).

3. MÉTODO CONSTRUCTIVO.

Embalaje.- Para facilitar su manipuleo, carga y transporte, los gaviones son suministrados doblados y agrupados en fardos. Fajas de color pintadas en los laterales de cada fardo facilitan la identificación de las dimensiones de los gaviones.

Armado.- Abra el fardo y desdoble cada unidad quitando el plegado de embalaje.

En el caso de los gaviones caja, levante los lados. Las extremidades y los diafragmas a la posición vertical, doblándolos por sus aristas. Para los gaviones saco doble el paño abierto de tela de manera que los bordes laterales coincidan.

Para los gaviones caja amarre las cuatro aristas en contacto y los diafragmas con las paredes laterales.

Para los gaviones saco, costurar a 30 cm. a partir de los extremo los bordes en contacto; después fijando una de las puntas del alambre grueso que pasa por el borde libre, tire de la otra punta, enrolle el alambre grueso alrededor de la tela y enrosque las extremidades del mismo.

Repita la operación para el otro extremo del saco.

Colocación.- Nivele la base donde los gaviones serán colocados hasta obtener un terreno regular con la pendiente prevista.

Amarre cuidadosamente cada gavión caja a los adyacentes, a lo largo de las aristas en contacto, tanto horizontal como vertical, antes del relleno.

El amarre es efectuado utilizando el alambre provisto junto a los gaviones y es realizado de forma continua atravesando todas las mallas alternativamente con una y dos vueltas. En el caso de gavión caja, para obtener una mejor terminación, los gaviones pueden ser traccionados antes de ser rellenos; como alternativa puede ser usado un encofrado de madera.

En el caso de gaviones caja donde el ancho de sección transversal lo permite, los gaviones pueden ser colocados enfrentados para facilitar su relleno y cierre de las tapas.

Relleno.- El relleno puede ser efectuado manualmente o con medios mecánicos. Deberá ser usada piedra limpia, sana, compactada, de buen peso específico.

El tamaño debe ser en lo posible regular y tal que las medidas sean comprendidas entre la medida mayor de la malla y el doble. Puede ser aceptado, como lo máximo, el 5 % del volumen de la celda del gavión de piedras de tamaño mayor al indicado.

El relleno debe permitir la máxima deformación de la estructura, dejar el mínimo porcentaje de vacíos asegurando así el máximo de peso. (Para esto puede ser necesaria la acomodación manual de las piedras).

Para los gaviones saco realice el relleno de las extremidades hacia el centro.

Atirantamiento.- Para los gaviones caja, durante el relleno deben ser colocados tirantes de alambre de la siguiente manera:

Rellene cada celda del gavión de 1,00 m. de alto hasta un tercio de su capacidad. Después, coloque normalmente dos tirantes uniendo paredes opuestas, con las extremidades atadas alrededor de dos nudos de la malla.

Repita esta operación cuando el gavión este lleno hasta dos tercios. En casos particulares los tirantes pueden unir paredes adyacentes.

Para gaviones de alto de 0.5 m basta colocar los tirantes en el nivel medio de las cajas. Eventualmente en obras de revestimiento o plataformas los tirantes pueden asumir posición vertical. En obras donde los gaviones son llenados previamente, y se izan para su colocación deben colocarse tirantes horizontales entre las paredes de cada celda, y tirantes verticales entre el fondo y la tapa.

En el caso del gavión saco cierre con costura continúa uniendo los bordes laterales. Esas operaciones son ejecutadas generalmente en obra pudiéndose lanzar o colocar los sacos posteriormente con el auxilio de equipos mecánicos. De acuerdo a lo mencionado

anteriormente normalmente los gaviones saco son empleados en obras sumergidas debido a la facilidad de lanzamiento y acomodación en la obra.

Los gaviones caja vacíos colocados arriba de una camada de piedra ya terminada deben ser cosidos a lo largo de las aristas en contacto con la camada inferior de gaviones ya llenos para lograr un contacto continuo entre los mismos que asegure la homogeneidad de la estructura.

4. MEDICIÓN.

Las cantidades ejecutadas conforme a las especificaciones presentes, aceptadas y verificadas serán medidas en sus tres dimensiones, para constatar que las dimensiones correspondan a las secciones típicas de los planos. Se medirá en metros cúbicos, terminados y aceptados por el Ingeniero Supervisor.

Los excedentes de volúmenes que no hieran autorizados por el supervisor por escrito no serán computados ni pagados.

5. FORMA DE PAGO.

Los trabajos ejecutados de acuerdo a lo especificado y medidos según el acápite anterior, serán pagados por metro cúbico, al precio unitario de la propuesta aceptada. Este pago es la compensación total por todos los gastos de materiales, mano de obra, maquinada, herramienta, gastos administrativos, etc. y otros concernientes a la ejecución de este ítem.

El pago correspondiente se realizará bajo la siguiente denominación:

Nº ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
25	Provisión y Colocado de Gaviones	m3

ITEM – 26

PROVISIÓN TRANSPORTE Y COLOCACIÓN DE COLCHONETAS

1. DEFINICIÓN.

El colchón debe ser flexible en red de alambre a fuerte galvanización, en los tipos y dimensiones abajo indicados. El mismo es fabricado con red de alambre, cuyo tipo de malla, dimensiones y bordes reforzados mecánicamente son especificados en los siguientes párrafos. La base de las paredes laterales y las dos extremidades del colchón son fabricadas en un único paño de red (o sea el paño principal).

Los diafragmas son fabricados con el mismo tipo de red y son juntados mecánicamente a la base (del paño principal) de manera que resulten celdas que dividan el colchón de metro en metro. La tapa es fabricada en un solo paño.

2. MATERIALES, HERRAMIENTA Y EQUIPO.

Alambre.- Todo alambre usado en la fabricación del colchón y o para las operaciones de amarre y atirantamiento durante la colocación en obra, debe ser de acero dulce recocido y de acuerdo con las especificaciones BS (British Standard) 1052/1980 “Mild Steel Wire”, o sea, el alambre deberá tener una carga de ruptura media de 38 a 50 Kg/mm².

Estiramiento del alambre.- Deben ser hechos los ensayos sobre el alambre antes de la fabricación de la red sobre una muestra de 30 cm. de largo. El estiramiento no deberá ser inferior al 12%.

Galvanización.- El alambre del colchón, de amarre y atirantamiento debe ser galvanizado de acuerdo con las especificaciones BS (British Standard) 443/1982 “Zinc Coating ON Steel Wire”, y ABNT NBR 8964, o sea el peso mínimo del revestimiento de zinc debe obedecer a la tabla que sigue.

Diámetro nominal del alambre (mm)	Mínimo peso del revestimiento (kg/cm ²)
2	240
2,2	240

2,4	260
2,7	260

La adherencia del revestimiento de zinc al alambre deberá ser tal que, después de haber envuelto el alambre 6 veces alrededor de un mandril, que tenga diámetro igual a 4 veces el del alambre, el revestimiento de zinc no tendrá que escamarse o rajarse de manera que pueda ser quitado rascando con las uñas.

Red.- La red debe ser de malla hexagonal a doble torsión, las torsiones serán obtenidas entrecruzando dos hilos por tres medios giros.

Las dimensiones de la malla deberán estar de acuerdo con las especificaciones de fabricación y serán del tipo 6*8. El diámetro del alambre usado en la fabricación de la malla debe ser de 2.2mm y de 2.7mm para los bordes laterales.

Refuerzo de los bordes.- Todos los bordes libres del colchón, inclusive el lado superior de los diafragmas, deben ser reforzados mecánicamente de manera tal que no se deshile la red para que adquiera mayor resistencia.

El alambre utilizado en los bordes reforzados mecánicamente debe tener un diámetro mayor que el usado en la fabricación de la malla, o sea de 2.7mm.

Alambre de amarre y atirantamiento.- Se tendrá que proveer junto con los colchones una cantidad suficiente de alambre de amarre y atirantamiento para la construcción de la obra.

La cantidad estimada de alambre es de 5 % en relación al peso de los colchones suministrados.

El diámetro del alambre de amarre y atirantamiento debe ser de 2.2mm.

Dimensiones standard del colchón.-

Largo (m)	Ancho (m)	Espesor (m)
-----------	-----------	-------------

4	2	0,17
5	2	0,23
6	2	0,3

Tolerancias.- Se admite una tolerancia en el diámetro del alambre galvanizado de $\pm 2.5\%$.

Se admite una tolerancia en el larga y ancho del colchón de $\pm 3\%$, en el espesor de $\pm 2.5 \%$.

Los pesos están sujetos a una tolerancia de $\pm 5 \%$ (que corresponde a una tolerancia menor que la de 2.5% admitida para el diámetro del alambre).

3. PROCEDIMIENTO PARA LA EJECUCIÓN

Embalaje.- Para facilitar su manipuleo, carga y transporte, los colchones son suministrados doblados y agrupados en fardos. Fajas de color pintadas en los laterales de cada fardo facilitan la identificación de las dimensiones de los colchones.

Armado.- Abra el fardo y desdoble cada unidad quitando el plegado de embalaje.

En el caso de los colchones, levante los lados las extremidades y los diafragmas a la posición vertical, doblándolos por sus aristas.

Para los colchones Reno, doble las prolongaciones de las paredes de ambas extremidades superponiéndolas y cosiéndolas a las paredes laterales, estas a su vez deberán ser amarradas a los diafragmas.

Colocación.- Nivele la base donde los colchones serán colocados hasta obtener un terreno regular con la pendiente prevista.

Amarre cuidadosamente cada colchón Reno a los adyacentes, a lo largo de las aristas en contacto, tanto horizontales como verticales, antes del relleno.

El amarre es efectuado utilizando el alambre provisto junto a los gaviones y es realizado de forma continua atravesando todas las mallas alternativamente con una y dos vueltas.

Relleno.- El relleno puede ser efectuado manualmente o con medios mecánicos. Deberá ser usada piedra limpia, sana, compactada, de buen peso específico.

El tamaño debe ser en lo posible regular, o debe usarse piedras mayores a la mitad de su espesor. Puede ser aceptado, como lo máximo, el 5 % del volumen de la celda del colchón de piedras de tamaño mayor al indicado.

El relleno debe permitir la máxima deformabilidad de la estructura, dejar el mínimo porcentaje de vacíos asegurando así el máximo de peso. (para esto puede ser necesaria la acomodación manual de las piedras).

Atirantamiento.- Para los colchones coloque los eventuales tirantes verticales uniendo la base a la tapa. Estos pueden eventualmente unir las aristas superiores de los diafragmas con el paño base en el caso de revestimiento de superficie inclinada. Son usados normalmente un tirante cada metro cuadrado.

Cierre.- Después de completar el relleno, en el caso de los colchones Reno coloque la tapa (suministrada a parte) sobre la base. Y cosa la tapa a los bordes superiores de la base y de los diafragmas.

Cabezal del espigón.- En el replanteo del espigón y armado de la colchoneta Reno, se debe considerar el armado de cinco piezas de colchón a modo de zapata en la punta de cada espigón.

En el defensivo de tramo continuo, el cabezal está ubicado en los dos extremos del gavión, con la misma distribución y número de piezas de colchoneta.

Este sector es el que sufre con más frecuencia la agresividad de las aguas y es mayor la posibilidad de socavación y vuelco, razón por la cual se ha establecido la configuración del denominado cabezal del espigón, que consiste en el armado de cinco piezas de colchoneta (4x2x0.23) en la punta de cada espigón.

4. MEDICIÓN

Las cantidades ejecutadas conforme a las especificaciones presentes, aceptadas y verificadas serán medidas en sus tres dimensiones, para constatar que las dimensiones correspondan a las secciones típicas de los planos. Se medirán en metros cúbicos, terminados y aceptados por el ingeniero supervisor.

Los excedentes de volúmenes que no fueran autorizados por el supervisor por escrito no serán computados ni pagados.

5. FORMA DE PAGO

Los trabajos ejecutados de acuerdo a los especificado y medido según el acápite anterior, serán pagados por metro cúbico, al precio unitario de la propuesta aceptada. Este pago es la compensación total por todos los gastos de materiales, mano de obra, maquinaria, herramienta, gastos administrativos, etc. Y otros concernientes a la ejecución de este ítem.

Nº ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
26	Provisión Transporte y Colocado de Colchonetas	m3

ITEM – 27

LIMPIEZA GENERAL

1. DEFINICIÓN

Este ítem contempla los trabajos de limpieza general y retiro de los escombros originados con la construcción del puente. Todos los materiales excedentes de los rellenos, mezclas de hormigón desechadas, maderas y todo tipo de escombros deben ser retirados del sitio de construcción y trasladados en Volquetas hasta los lugares destinados para admitir dichos materiales excedentes

El contratista luego del proceso de Limpieza pondrá a disposición de la Supervisión dicho trabajo, para su respectiva aprobación y la correspondiente entrega de la obra a la Entidad Ejecutora, con lo que se dará por concluido los trabajos de construcción.

2. MATERIALES, HERRAMIENTAS Y EQUIPOS

El contratista realizará los trabajos arriba nombrados con las herramientas y equipo conveniente debiendo previamente obtener la aprobación de las mismas por parte de Ingeniero Supervisor.

3. PROCEDIMIENTO PARA LA EJECUCIÓN

Una vez que la construcción del puente esté concluida en su totalidad, incluida la carpeta de rodadura (Ripio) de los accesos, previa aprobación del ingeniero supervisor, se procederá a la limpieza total o por tramos, para dejar el camino expedito de derrumbes y escombros, para proceder a la inauguración y puesta en servicio. El trabajo de retiro de escombros, limpieza y corrección de fallas se lo hará con el equipo aprobado por el ingeniero supervisor.

4. MEDICIÓN

Este ítem se medirá en forma global para todo la obra limpiada, misma que deberá ser previamente aprobado por el ingeniero supervisor destinado para este trabajo.

5. FORMA DE PAGO.

Este ítem será pagado en forma global, luego de concluido este ítem se pondrá en operación la obra de arte, el pago es el corresponde a todos los gastos de mano de obra, materiales y equipo que sean necesarios para la conclusión de este ítem. El pago se realizará bajo la siguiente denominación.

N° ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
27	Limpieza General	Global