

1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO.

El estudio topográfico se realizó de acuerdo a lo especificado en el capítulo dos del presente proyecto obteniendo los siguientes datos de campo que consiste en las coordenadas de una serie de puntos del lugar en el cual se emplazara el puente en cuestión las cuales se presentan a continuación:

PTO.	NORTE	ESTE	COTA	DESCRIPCION
1	7.617.684.940	318.095.529	1.907.139	PP
2	7.617.681.252	318.128.861	1.907.662	BOR
3	7.617.671.578	318.116.546	1.907.744	ESQ
4	7.617.676.024	318.099.380	1.907.588	ESQ
5	7.617.687.247	318.121.896	1.906.653	BOR
6	7.617.679.571	318.085.660	1.907.259	ESQ
7	7.617.684.056	318.118.523	1.907.304	BOR
8	7.617.688.776	318.118.073	1.907.302	BOR
9	7.617.679.129	318.115.233	1.907.291	BOR
10	7.617.681.489	318.086.135	1.907.194	COR
11	7.617.683.457	318.106.028	1.906.963	BOR
12	7.617.691.025	318.108.212	1.907.268	BOR
13	7.617.692.217	318.096.757	1.907.209	BOR
14	7.617.689.207	318.102.899	1.907.391	ARB
15	7.617.696.201	318.098.525	1.905.489	BOR
16	7.617.682.300	318.101.088	1.907.298	ARB
17	7.617.684.672	318.069.411	1.907.179	COR
18	7.617.682.809	318.069.020	1.907.053	ESQ
19	7.617.696.078	318.090.506	1.906.808	BOR
20	7.617.684.967	318.051.494	1.906.684	ESQ
21	7.617.693.590	318.088.385	1.907.215	ARB
22	7.617.688.580	318.088.770	1.907.231	ARB
23	7.617.693.212	318.069.937	1.907.017	ARB
24	7.617.688.913	318.087.062	1.907.165	ARB
25	7.617.680.804	318.105.076	1.907.413	ARB

26	7.617.691.444	318.075.706	1.907.049	ARB
27	7.617.698.474	318.086.095	1.906.291	BOR
28	7.617.695.746	318.082.585	1.906.458	BOR
29	7.617.677.889	318.109.111	1.907.654	ARB
30	7.617.677.595	318.115.289	1.907.779	ARB
31	7.617.691.194	318.081.995	1.907.011	ARB
32	7.617.700.583	318.077.768	1.906.233	BOR
33	7.617.694.167	318.080.455	1.906.836	ARB
34	7.617.698.333	318.077.154	1.906.477	ARB
35	7.617.701.642	318.074.364	1.906.352	BOR
36	7.617.702.093	318.070.284	1.906.345	BOR
37	7.617.705.327	318.109.247	1.903.262	C1
38	7.617.716.611	318.118.726	1.907.961	C2
39	7.617.684.937	318.095.527	1.907.106	PP
40	7.617.686.540	318.135.894	1.903.970	TALUD
41	7.617.686.030	318.135.388	1.903.735	BOR
42	7.617.696.350	318.139.634	1.903.778	BOR
43	7.617.696.058	318.144.866	1.904.625	GAV
44	7.617.677.420	318.169.646	1.903.955	EJE
45	7.617.672.805	318.167.178	1.904.181	BOR
46	7.617.679.031	318.176.231	1.903.757	BOR
47	7.617.680.130	318.162.829	1.903.972	EJE
48	7.617.680.127	318.162.829	1.903.969	EJE
49	7.617.677.011	318.157.234	1.905.972	BOR
50	7.617.677.840	318.156.217	1.904.328	BOR
51	7.617.686.383	318.149.579	1.903.677	EJE
52	7.617.690.988	318.138.274	1.903.578	EJE
53	7.617.682.092	318.147.032	1.904.090	BOR
54	7.617.681.786	318.146.507	1.905.595	BOR
55	7.617.691.538	318.124.349	1.903.634	BOR
56	7.617.690.700	318.124.018	1.905.222	BOR
57	7.617.687.144	318.161.038	1.903.426	BOR
58	7.617.695.840	318.114.347	1.903.467	BOR

59	7.617.695.437	318.113.970	1.904.434	BOR
60	7.617.689.641	318.156.298	1.903.794	BOR
61	7.617.691.943	318.148.267	1.903.531	BOR
62	7.617.695.758	318.125.535	1.903.475	EJE
63	7.617.700.697	318.106.320	1.903.005	BOR
64	7.617.700.255	318.105.210	1.904.102	BOR
65	7.617.700.986	318.113.744	1.903.252	BOR
66	7.617.698.973	318.133.112	1.903.570	BOR
67	7.617.702.238	318.123.829	1.903.412	BOR
68	7.617.706.821	318.098.726	1.902.933	EJE
69	7.617.702.464	318.097.266	1.904.049	BOR
70	7.617.703.381	318.097.381	1.903.230	BOR
71	7.617.705.596	318.114.870	1.903.440	BOR
72	7.617.703.379	318.086.134	1.903.733	BOR
73	7.617.703.929	318.086.226	1.903.208	BOR
74	7.617.708.696	318.076.500	1.902.857	EJE
75	7.617.709.220	318.105.381	1.903.331	BOR
76	7.617.706.087	318.075.169	1.902.788	BOR
77	7.617.710.350	318.063.795	1.902.818	BOR
78	7.617.711.468	318.098.424	1.903.397	BOR
79	7.617.704.150	318.075.109	1.903.629	BOR
80	7.617.704.056	318.074.977	1.904.771	BOR
81	7.617.710.912	318.092.017	1.903.190	BOR
82	7.617.711.877	318.049.865	1.902.627	EJE
83	7.617.706.650	318.064.130	1.902.705	BOR
84	7.617.710.377	318.083.181	1.902.833	BOR
85	7.617.708.343	318.050.334	1.902.665	BOR
86	7.617.713.895	318.087.651	1.904.962	BOR
87	7.617.705.386	318.064.763	1.904.974	BOR
88	7.617.707.492	318.051.334	1.903.145	BOR
89	7.617.715.207	318.051.391	1.902.883	BOR
90	7.617.701.921	318.082.168	1.904.208	BOR
91	7.617.712.001	318.081.070	1.903.648	BOR

92	7.617.701.570	318.081.977	1.905.216	BOR
93	7.617.713.845	318.064.596	1.902.865	BOR
94	7.617.698.825	318.093.532	1.904.684	BOR
95	7.617.698.497	318.093.220	1.905.545	BOR
96	7.617.697.041	318.092.259	1.905.763	BOR
97	7.617.695.423	318.097.650	1.905.852	BOR
98	7.617.693.592	318.101.299	1.905.920	BOR
99	7.617.713.205	318.074.206	1.903.809	GAV
100	7.617.712.399	318.074.648	1.902.764	BOR
101	7.617.695.286	318.106.252	1.905.159	BOR
102	7.617.705.332	318.118.713	1.905.018	ARB
103	7.617.704.767	318.119.121	1.904.784	ARB
104	7.617.703.140	318.121.935	1.904.427	ARB
105	7.617.712.638	318.106.760	1.906.395	BOR
106	7.617.713.864	318.102.070	1.906.247	BOR
107	7.617.715.049	318.103.610	1.907.411	ARB
108	7.617.684.945	318.095.533	1.907.134	PP
109	7.617.716.907	318.095.661	1.908.682	BOR
110	7.617.746.618	318.070.652	1.909.377	COR
111	7.617.740.316	318.067.578	1.909.142	COR
112	7.617.748.898	318.071.640	1.909.624	ESQ
113	7.617.735.409	318.072.237	1.909.167	ESQ
114	7.617.741.643	318.080.983	1.909.089	COR
115	7.617.732.633	318.083.551	1.908.797	COR
116	7.617.743.849	318.082.158	1.909.329	ESQ
117	7.617.730.123	318.083.462	1.908.825	ESQ
118	7.617.738.359	318.140.078	1.910.466	ESQ
119	7.617.725.321	318.093.218	1.908.744	ESQ
120	7.617.735.304	318.094.349	1.908.707	COR
121	7.617.727.371	318.094.661	1.908.499	COR
122	7.617.737.385	318.095.515	1.908.884	ESQ
123	7.617.753.048	318.150.149	1.912.088	ESQ
124	7.617.729.703	318.106.039	1.908.325	COR

125	7.617.720.643	318.108.628	1.908.089	COR
126	7.617.732.080	318.106.461	1.908.569	ESQ
127	7.617.753.953	318.148.767	1.911.913	COR
128	7.617.756.707	318.146.536	1.912.260	EJE
129	7.617.724.509	318.116.629	1.908.054	COR
130	7.617.716.496	318.115.754	1.908.261	POST
131	7.617.726.599	318.117.695	1.908.384	COR
132	7.617.724.028	318.119.076	1.908.098	COR
133	7.617.726.427	318.121.989	1.908.298	COR
134	7.617.727.459	318.120.894	1.908.546	ESQ
135	7.617.709.801	318.130.705	1.907.629	COR
136	7.617.722.628	318.127.744	1.908.126	COR
137	7.617.758.487	318.141.149	1.912.543	ESQ
138	7.617.721.866	318.129.063	1.908.197	ESQ
139	7.617.720.145	318.127.172	1.907.899	COR
140	7.617.701.032	318.148.104	1.907.362	COR
141	7.617.718.387	318.128.982	1.907.804	COR
142	7.617.719.558	318.129.797	1.907.990	ESQ
143	7.617.707.598	318.150.635	1.907.367	COR
144	7.617.709.090	318.151.228	1.907.432	ESQ
145	7.617.713.796	318.138.166	1.907.664	COR
146	7.617.714.986	318.138.868	1.907.887	COR
147	7.617.753.029	318.139.830	1.911.571	COR
148	7.617.717.177	318.123.686	1.907.840	CA
149	7.617.748.526	318.134.370	1.911.219	ESQ
150	7.617.747.287	318.135.904	1.910.814	COR
151	7.617.730.339	318.132.769	1.908.879	COR
152	7.617.729.447	318.134.034	1.909.038	ESQ
153	7.617.745.444	318.143.006	1.910.905	COR
154	7.617.745.422	318.138.978	1.910.903	EJE
155	7.617.733.015	318.130.604	1.909.092	EJE
156	7.617.734.894	318.127.570	1.909.003	COR
157	7.617.735.854	318.126.239	1.909.389	ESQ

158	7.617.724.098	318.124.453	1.908.209	EJE
159	7.617.709.710	318.119.496	1.907.783	BOR
160	7.617.705.623	318.127.203	1.908.046	BOR
161	7.617.703.310	318.136.420	1.907.932	BOR
162	7.617.698.949	318.144.703	1.908.152	BOR
163	7.617.698.593	318.141.096	1.907.095	GAV
164	7.617.694.487	318.149.949	1.907.123	GAV
165	7.617.689.838	318.159.206	1.907.202	BOR
166	7.617.690.162	318.163.165	1.907.648	BOR
167	7.617.717.116	318.109.852	1.908.630	BOR
168	7.617.714.774	318.112.333	1.908.808	BOR
169	7.617.712.221	318.118.190	1.908.539	BOR
170	7.617.704.709	318.128.964	1.907.878	BOR
171	7.617.706.633	318.123.821	1.907.655	BOR
172	7.617.707.832	318.119.970	1.907.422	BOR
173	7.617.712.530	318.120.030	1.908.374	BOR

Con los datos obtenidos del trabajo de campo y la utilización de un software (paquete electrónico AutoCad Civil 3D Land) se elaboró las curvas de nivel y los perfiles del terreno de acuerdo a lo especificado en el marco teórico del presente proyecto.

ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA “SPT”

RESUMEN INFORME Y CONCLUSIONES

PROYECTO:

“DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR SAN GERONIMO CENTRO SOBRE LA QUEBRADA SAN PEDRO”

PROPIETARIO:

GOBIERNO AUTONOMO MUNICIPAL CIUDAD DE TARIJA

SOLICITANTE:

UNIV. YAMIL GUERRERO

TUTOR:

ING. MUR LAGRABA FERNANDO ERNESTO

26 DE MARZO DEL 2019

ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA "SPT"

PLANILLAS DE ENSAYO Nº 1

ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA "STP"

CLASIFICACION DE SUELOS NORMA AASHTO

LIMITES DE ATTERBERG GRANULOMETRIA

DE MUESTRAS

PROYECTO:

" DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR SAN GERONIMO CENTRO , SOBRE QUEBRADA SAN PEDRO"

PROPIETARIO:

GOBIERNO AUTONOMO MUNICIPAL CIUDAD DE TARIJA

SOLICITANTE:

UNIV. YAMIL GUERRERO

TUTOR:

ING. MUR LAGRABA FERNANDO ERNESTO

26 DE MARZO DEL 2019

ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA “SPT”

PLANILLAS DE ENSAYO Nº 2

ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA “STP”

CLASIFICACION DE SUELOS NORMA AASHTO

LIMITES DE ATTERBERG GRANULOMETRIA

DE MUESTRAS

PROYECTO:

“ DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR SAN GERONIMO CENTRO SOBRE LA QUEBRADA SAN PEDRO”

PROPIETARIO:

GOBIERNO AUTONOMO MUNICIPAL CIUDAD DE TARIJA

SOLICITANTE:

UNIV. YAMIL GUERRERO

TUTOR:

ING. MUR LAGRABA FERNANDO ERNESTO

26 DE MARZO DEL 2019



CLASIFICACION DE SUELOS

DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR SAN GERONIMO CENTRO, SOBRE LA QUEBRADA SAN PEDRO"	
PROPIETARIO : GOBIERNO AUTONO MUNICIPAL CIUDAD DE TARIJA	LABORATORISTA : TEC. ENSER MARTINEZ A.
SOLICITANTE : UNIV. YAMIL GUERRERO	ENSAYO : ENSAYO Nº 1
UBICACIÓN : QUEBRADA SAN PEDRO "BARRIO SAN GERONIMO"	FECHA : 26 DE MARZO DEL 2019

DATOS GENERALES:

Limite Liquido (%) =	27,21
Limite Plastico (%) =	23,35
Indice de Plasticidad (%) =	3,86
(%) que pasa por el Tamiz Nº10 =	49,27
(%) que pasa por el Tamiz Nº40 =	24,07
(%) que pasa por el Tamiz Nº200 =	8,13

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

Indice 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 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 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:

Suelo areno gravoso con escaso fino y plasticidad baja.

VºBº

Abel A. Villena Subelza
INGENIERO CIVIL
R.N. 6979
SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA
**CONSULTORA
EOLO S.R.L.**



DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR SAN GERONIMO CENTRO SOBRE LA QUEBRADA SAN PEDRO

PROPIETARIO : GOBIERNO AUTONO MUNICIPAL CIUDAD DE TARIJA
SOLICITANTE : UNIV. YAMIL GUERRERO
UBICACIÓN : QUEBRADA SAN PEDRO "BARRIO SAN GERONIMO"

LABORATORISTA : TEC. ENSER MARTINEZ A.
ENSAYO : ENSAYO Nº 2
FECHA : 26 DE MARZO DEL 2019

DATOS GENERALES:

Limite Liquido (%) =	21,91
Limite Plastico (%) =	18,83
Indice de Plasticidad (%) =	3,08
(%) que pasa por el Tamiz Nº10 =	20,56
(%) que pasa por el Tamiz Nº40 =	15,60
(%) que pasa por el Tamiz Nº200 =	5,40

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

Indice 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 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 Nº200

Por (%) que pasa por Tamiz Nº10

Por (%) que pasa por Tamiz Nº40

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

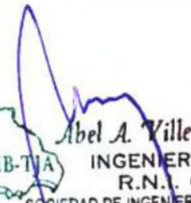
DESCRIPCION DEL MATERIAL CLASIFICADO:

Fragmenos de piedra,grava y arena.

OBSERVACIONES:

Grava arenosa con poca cantidad de finos.
Presenta plasticidad baja.

VºBº


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

CONSULTORA
EOLO S.R.L.

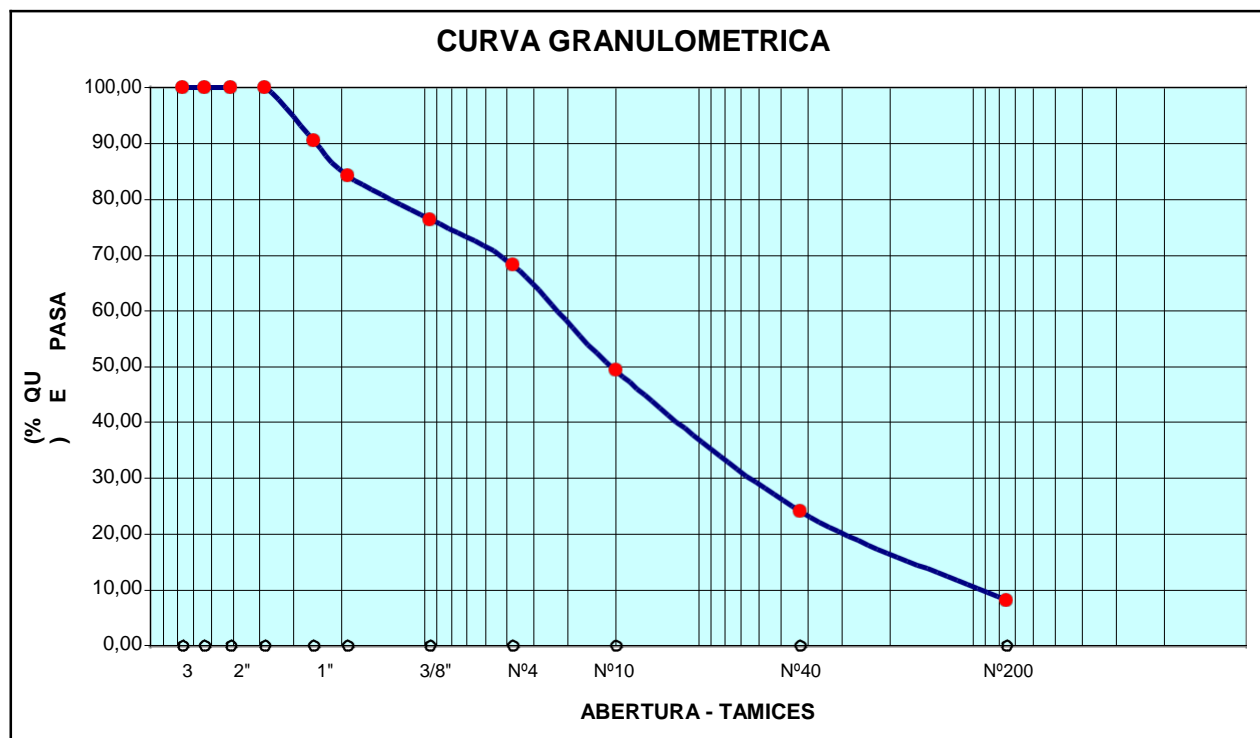


ANALISIS GRANULOMETRICO DE SUELOS

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE VEHICULAR SAN GERONIKO CENTRO SOBRE LA QDA SAN PEDRO"	
PROPIETARIO : GOBIERNO AUTONO MUNICIPAL CIUDAD DE TARIJA	LABORATORISTA : TEC. ENSER MARTINEZ A.
SOLICITANTE : UNIV. YAMIL GUERRERO	ENSAYO : ENSAYO N° 1
UBICACIÓN : QUEBRADA SAN PEDRO "BARRIO SAN GERONIMO"	FECHA : 26 DE MARZO DEL 2019

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
N° 4	4,75	246,00	955,00	31,83	68,17
N° 10	2,000	567,00	1522,00	50,73	49,27
N° 40	0,425	756,00	2278,00	75,93	24,07
N° 200	0,075	478,00	2756,00	91,87	8,13



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

Abel A. Villena Subelza
INGENIERO CIVIL
R.N.T. 6873
SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA

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



DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE VEHICULAR SAN GERONIMO CENTRO SOBRE LA QDA. SAN PEDRO"

PROPIETARIO : GOBIERNO AUTONO MUNICIPAL CIUDAD DE TARIJA

LABORATORISTA : TEC. ENSER MARTINEZ A.

SOLICITANTE : UNIV. YAMIL GUERRERO

ENSAYO : **ENSAYO N° 2**

UBICACIÓN : QUEBRADA SAN PEDRO "BARRIO SAN

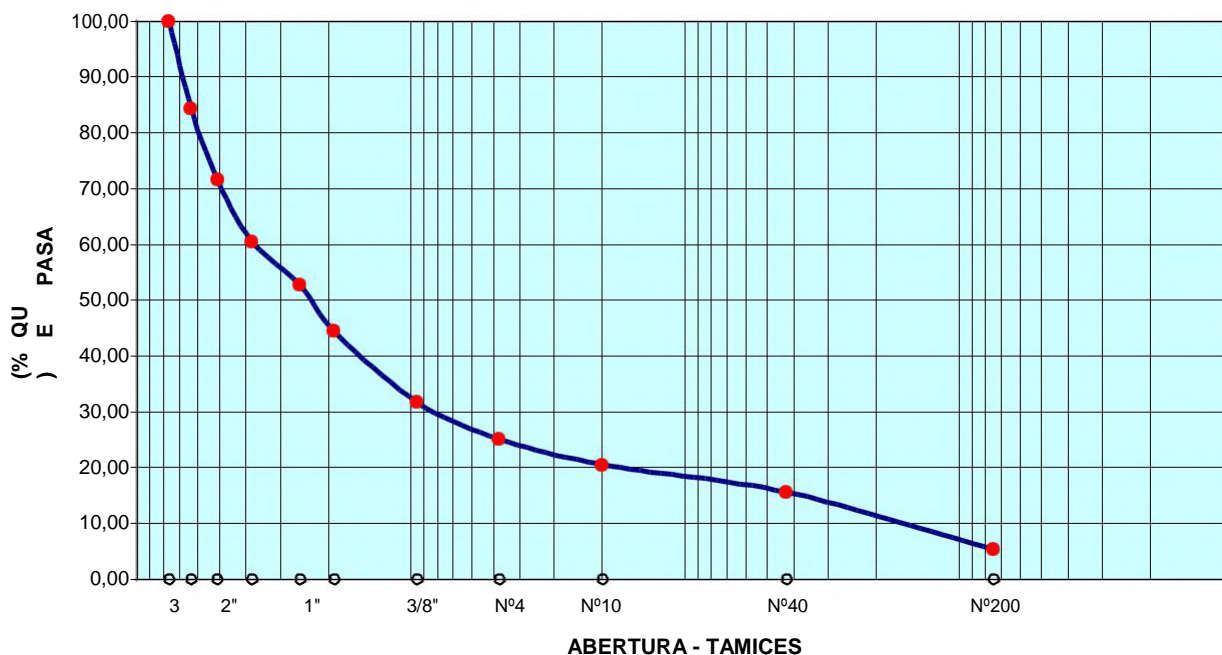
FECHA : 26 DE MARZO DEL 2019

GERONIMO"

Peso total de la muestra tomada: **4500,00 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	705,00	705,00	15,67	84,33
2"	50,80	576,00	1281,00	28,47	71,53
1 1/2"	38,10	494,00	1775,00	39,44	60,56
1"	25,40	349,00	2124,00	47,20	52,80
3/4"	19,05	379,00	2503,00	55,62	44,38
3/8"	9,53	567,00	3070,00	68,22	31,78
N° 4	4,75	299,00	3369,00	74,87	25,13
N° 10	2,000	206,00	3575,00	79,44	20,56
N° 40	0,425	223,00	3798,00	84,40	15,60
N° 200	0,075	459,00	4257,00	94,60	5,40

CURVA GRANULOMETRICA



OBSERVACIONES:

Gravas % 74,87
Arenas % 19,73
Finos % 5,40
Total 100,00

VºBº

Abel A. Villena Sabatza
SIB-TJA
INGENIERO CIVIL
R.N. 6979
SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA
**CONSULTORA
EOLO S.R.L.**



ENSAYO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

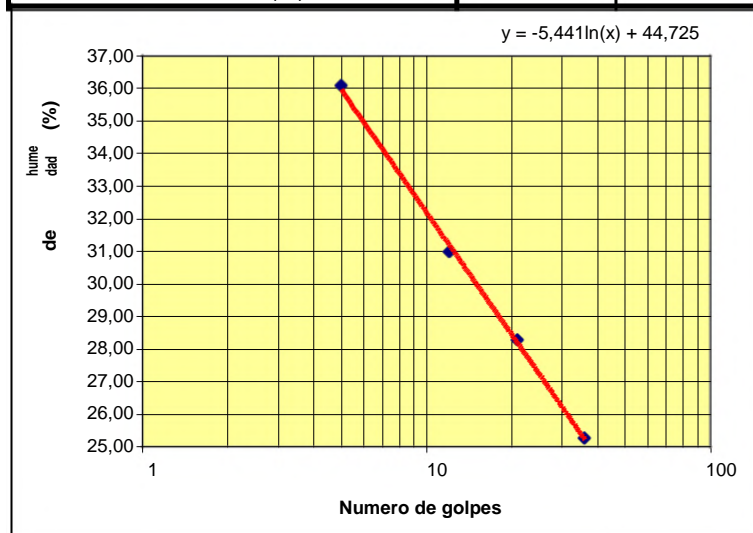
DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR SAN GERONIMO CENTRO SOBRE LA QDA. SAN PEDRO*	
PROPIETARIO : GOBIERNO AUTONO MUNICIPAL CIUDAD DE TARIJA	LABORATORISTA : TEC. ENSER MARTINEZ A.
SOLICITANTE : UNIV. YAMIL GUERRERO	ENSAYO : ENSAYO Nº 1
UBICACIÓN : QUEBRADA SAN PEDRO - BARRIO SAN GERONIMO	FECHA : 26 DE MARZO DEL 2019

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO

Cápsula Nº	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		

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO

Cápsula Nº	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	26,67	
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. 6979
SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA

CONSULTORA
EOLO S.R.L.



DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE VEHICULAR SAN GERONIMO CENTRO SOBRE LA QDA. SAN PEDRO

PROPIETARIO : GOBIERNO AUTONO MUNICIPAL CIUDAD DE TARIJA
SOLICITANTE : UNIV. YAMIL GUERRERO
UBICACIÓN : QUEBRADASAN PEDRO "BARRIO SAN GERONIMO"

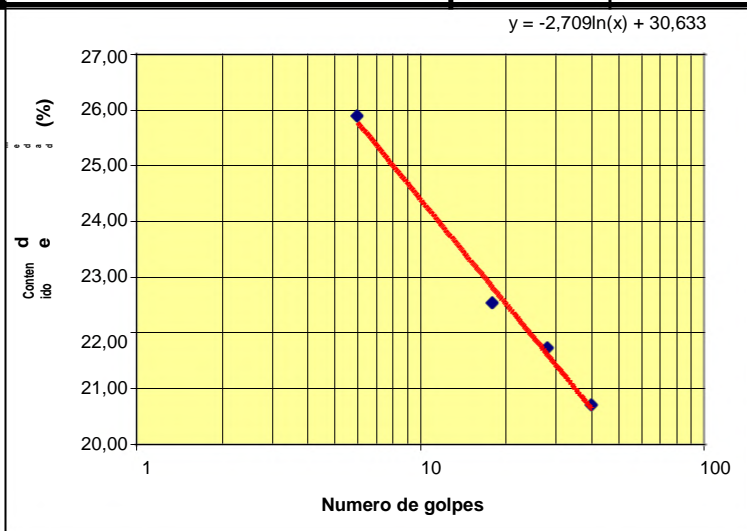
LABORATORISTA : TEC. ENSER MARTINEZ A.
ENSAYO : **ENSAYO Nº 2**
FECHA : 26 DE MARZO DEL 2019

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO

Cápsula Nº	6	73	58		
Peso cápsula (gr.)	15,58	16,04	15,53		
Peso cápsula + muestra húmeda (gr.)	20,26	20,08	19,62		
Peso cápsula + muestra seca (gr.)	19,52	19,44	18,97		
Peso muestra seca (gr.)	3,94	3,40	3,44		
Peso agua (gr.)	0,74	0,64	0,65		
Contenido de humedad (%)	18,78	18,82	18,90		

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO

Cápsula Nº	13	15	10	36	
Numero de golpes	6	18	28	40	
Peso cápsula (gr.)	14,82	13,66	16,96	21,68	
Peso cápsula + muestra húmeda (gr.)	24,89	24,05	26,88	28,15	
Peso cápsula + muestra seca (gr.)	22,82	22,14	25,11	27,04	
Peso muestra seca (gr.)	8,00	8,48	8,15	5,36	
Peso agua (gr.)	2,07	1,91	1,77	1,11	
Contenido de humedad (%)	25,88	22,52	21,72	20,71	



CUADRO DE RESULTADOS

Limite Liquido (%)	21,91
Limite Plastico (%)	18,83
Indice Plastico (%)	3,08

OBSERVACIONES:

Suelo con plasticidad baja.

VºBº

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

CONSULTORA
EOLO S.R.L.



ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA "S.P.T"

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE VEHICULAR SAN GERONIMO CENTRO SOBRE QDA. SAN PEDRO"	
PROPIETARIO : GOBIERNO AUTONO MUNICIPAL CIUDAD DE TARIJA	LABORATORISTA : TEC. ENSER MARTINEZ A.
SOLICITANTE : UNIV. YAMIL GUERRERO	ENSAYO : ENSAYO Nº 1
UBICACIÓN : QUEBRADA SAN PEDRO "BARRIO SAN GERONIMO"	FECHA : 26 DE MARZO DEL 2019

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 del Monte en el Municipio Ciudad de Tarija.

Profundidad .- Se excavó a cielo abierto a -4,00 m.



Pozo Nro.	Ensayo Nro.	Profund. (m)		Nro. Golpes	Resistencia (kg./cm2)	Descripcion 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	4,00			Piedra manzana y bolón, Grava y arena limosa color marrón oscuro y densidad compacta.	
	2	4,00	4,30	17	2,85	Fragmentos de piedra, Grava y arena limnosa 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 Subelza
 SIB-TJA INGENIERO CIVIL
 R.N.I. 6979
 SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA





ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA "S.P.T"

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE VEHICULAR SAN GERONIMO CENTRO SOBRE LA QDA. SAN PEDRO	
PROPIETARIO : GOBIERNO AUTONO MUNICIPAL CIUDAD DE TARIJA	LABORATORISTA : TEC. ENSER MARTINEZ A.
SOLICITANTE : UNIV. YAMIL GUERRERO	ENSAYO : ENSAYO Nº 2
UBICACIÓN : QUEBRADA SAN PEDRO "BARRIO SAN GERONIMO"	FECHA : 26 DE MARZO DEL 2019

DATOS ESTANDAR EQU. S.P.T.

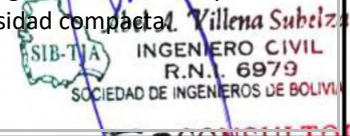

Altura de penetración: 30 cm.
 Peso del martillo: 65,5 kg.
 Altura de caída: 73,2 cm.

DATOS LUGAR DEL ENSAYO

Se excavó en el lecho de del curso cerca su centro en la Quebrada del Monte en el Municipio Ciudad de Tarija.

Profundidad .- Se excavó a cielo abierto a -4,10 m.



Pozo Nro.	Ensayo Nro.	Profund. (m)		Nro. Golpes	Resistencia (kg./cm ²)	Descripcion del perfil del suelo	
		de	a			Literal	clasificado
2		0,00	0,75			Terreno orgánico, húmedo con pastura y arbustos, presenta densidad suelta.	
		0,75	1,55			Limo y arena, húmedas de color Gris claro, húmeda y con densidad media.	
		1,55	4,10			Grava y arena, húmedas de Color marrón claro y con densidad compacta.	
	2	4,10	4,35	12	2,80	Granular intermedio y grueso bien gradado, saturado y con densidad compacta.	A-1a
OBSERVACIONES:					VºBº :		
Granular con buena capacidad portante. Para diseño se sugiere una presión admisible de 2,46 Kg./cm ²					 		



ENSAYOS NORMALIZADO DE CARGA S.P.T.

1.- ANTECEDENTES.- El ensayo SPT, se realiza a requerimiento del UNIV. YAMIL GUERRERO con el objeto de determinar las características físicas mecánicas del sub suelo para el diseño estructural de las fundaciones de un puente vehicular en el Municipio de la Ciudad de Tarija.

2.- UBICACIÓN. - La construcción está proyectada sobre la QUEBRADA SAN PEDRO "BARRIO SAN GERONIMO" en el municipio de la Ciudad de Tarija.

3.- HIDROLOGIA.- En el sondeo de los pozos se encontró un suelo saturado con un pequeño escurrimiento producto de la época de lluvias o sea estacional.

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.





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)
Punto 01	4,00 – 4,30	saturado	Gravo arenoso con poco fino poco plástico A1b(0)
Punto 02	4,10 – 4,35	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)
Punto 01	4,00 – 4,30	17	2,85	2,50
Punto 02	4,10 – 4,35	12	2,80	2,46

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 26 de Marzo de 2019


SIB-TJA
Abel A. Villena Subelza
INGENIERO CIVIL
R.N. 6979
SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA
CONSULTORA
EOLO S.R.L.



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

Nota Aclaratoria Sobre el Nivel Freatico

En el sondeo de los pozos se encontro un suelo saturado con un pequeño escurrimiento producto de la epoca de lluvias osea estacional.

En ese sentido no hemos considerado el **Nivel Freatico (NF)**, para fines constructivos o para excavacion por entivado.



Tel. /Fax 466 37069
Esq. Cbba. La Loma Tja.

Cel. 70211201

c. Salomón Benítez 0321
consultoraeolo@hotmail.com

3 ESTUDIO HIDROLOGICO

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

Se consideran las estaciones que se encuentran cerca del area de aporte de la cuenca ya que no se encuentra ninguna dentro de la cuenca de estudio.

Los datos siguientes fueron extraidos de la informacion pluviometrica del Servicio Nacional de trabajo Metereologia e Hidrologia SENAMHI el cual se encuentran anexadas al presentes de estas se extraen las precipitaciones maximas anuales registradas en 24 hrs.

AÑO	ESTACIONES	
	AASANA	EL TEJAR
1955	56	
1956	57.2	
1957	54.2	
1958	56	
1959	60.1	
1960	54	
1961	70	
1962	37	
1963	51	
1964	52	
1965	37	
1966	106	
1967	56	
1968	55	
1969	57	
1970	83.3	62
1971	55.1	68.5
1972	45	34.5
1973		
1974	48.5	
1975	88.3	56.5
1976	40.6	34.3
1977	59	48.6
1978	51	38.3
1979	34.6	32
1980	39.7	46
1981	64.4	49.5
1982	41	58
1983	34	30
1984	59	47.3
1985	84.7	91.5
1986	42	64

1987	97.8	80
1988	40.1	66.5
1989	74	105.7
1990	44	49.8
1991	47	70.6
1992	68.1	39
1993	50.1	84
1994	38.2	44
1995	45	36.5
1996	52	67
1997		49.7
1998	48	47.5
1999	74.7	80
2000	78	81.3
2001	82	90
2002	60	49
2003	48.8	
2004	52.4	49.6
2005	54.2	43
2006	49.5	39
2007	48.3	43.3
2008	49.5	56.5
2009	43.2	
2010		84

DATOS	53	37
MEDIA	42.7	46.1
Dsv.EST	36.5971	46.43275
E	26.0495	24.91856
K	2.52228	3.345387

3.1.1 Determinacion Caracteristica Estadistica

Donde:
$$Ed = \frac{E1 * n1 + E2 * n2 + En * nn}{n1 + n2 \dots nn}$$

Ed= Moda ponderada

n= Numero de datos de la estacion

E= Moda de la Estacion

Edp= 25.585

$$kd = \frac{k1 * n1 + k2 * n2 \dots + kn * nn}{n1 + n2 + n3 \dots + nn}$$

Donde:

kd= Caracteristica ponderada

n= Numero de datos

k= Caracteristica de cada estacion

Kdp= 2.861

3.1.2 Determinacion Altura de lluvia Diaria (hdT)

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

Donde:

hdT= Altura de lluvia diaria(mm)

kpt= Caracteristica Ponderada

T= Tiempo de retorno

Edp= Moda ponderada

T	10	25	50	75	100	125
hdT	98.773	127.898	149.93	162.82	171.962	179.055

Nota. - Para poder calcular altura de lluvia horaria , necesitamos el tiempo de concentracion (Tc)

Cota mas alta= 2800 msnm Area= 16.29 km2

Cota mas baja= 1861 msnm L.rio= 18.14 km

Perimetro = 36.57 km

Desnivel= 939.00 m

Pendiente del rio= 0.05 m/m

3.1.3 Determinacion Tiempo de Concentracion (Tc)

FORMULA DE GIANDOTTI

$$Tc = \frac{4 \sqrt{A} + 1.5 * L}{25 .3 * J * L}$$

Tc = 1.82 hrs

FORMULA CALIFORNIANA

$$T_c = 0.066 \left(\frac{L}{\sqrt{J}} \right)^{0.77}$$

$$T_c = 1.92 \text{ hrs}$$

FORMULA VENTURA Y HERAS

$$T_c = 0.05 \left(\frac{A}{\sqrt{J}} \right)$$

$$T_c = 0.89 \text{ hrs}$$

FORMULA VENTURAS - HERAS

$$T_c = \left(0.871 * \frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

$$T_c = 1.93 \text{ hrs}$$

FORMULA DE KIRPICH

$$\begin{aligned}
T_c &= 1.93 \text{ hr} \\
L &= 18140.00 \text{ m} \\
S &= 0.05 \text{ m/m}
\end{aligned}$$

$$T_c = \left(0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \right)$$

$$T_c = 1.93 \text{ hrs}$$

El promedio de Tc : $T_c = 1.903 \text{ Hrs}$

3.1.4 Determinacion de la lluvia Horaria (htT)

$$htT = EdP * \left(\frac{TC}{\alpha} \right)^\beta * [1 + KdP * (LogT)]$$

htT= Altura de lluvia horaria en (mm)
 α = Equivalente de lluvia diaria
t= Duracion de la lluvia diaria

$$\begin{aligned}
\alpha &= 12 \text{ si el } Ac \geq 20 \text{ Km}^2 & \alpha &= 2 \\
\alpha &= 2 \text{ si el } Ac \leq 20 \text{ Km}^2
\end{aligned}$$

β = Expresión que representa la pendiente de la recta de los valores modales.

$$b = 0.2 \text{ Se Recomienda}$$

Tenemos en la siguiente Tabla tenemos htT:

TABLA 3.1 de Calculo de lluvia Horaria htT (mm)

T	htT(mm)						
Años	1.903	2	4	6	8	10	12
10	97.797	98.773	113.461	123.045	130.332	136.281	141.342
25	126.634	127.898	146.916	159.327	168.763	176.465	183.018
50	148.448	149.930	172.224	186.773	197.834	206.863	214.545
75	161.209	162.818	187.029	202.827	214.840	224.645	232.988
100	170.262	171.962	197.533	214.219	226.905	237.261	246.073
125	177.285	179.055	205.680	223.054	236.264	247.047	256.222

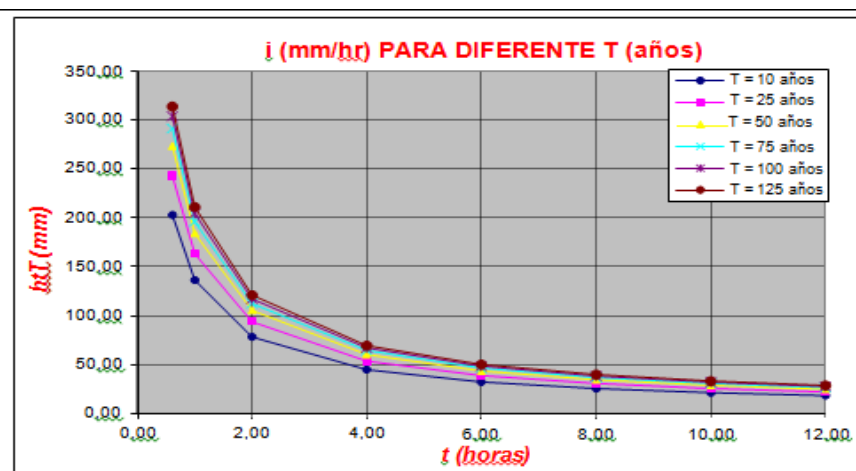
Ahora determinamos intensidades menores alas dos horas para diferentes periodos de retorno

$$imax = \frac{htT}{Tc}$$

TABLA 3.2 Calculo de Intensidades (mm/h)

T	I = (mm/h)						
Años	1.903	2	4	6	8	10	12
10	51.39	51.90	28.37	20.51	16.29	13.63	11.78
25	66.54	67.21	36.73	26.55	21.10	17.65	22.88
50	78.00	78.78	43.06	31.13	24.73	20.69	26.82
75	84.71	85.55	46.76	33.80	26.85	22.46	29.12
100	89.47	90.36	49.38	35.70	28.36	23.73	30.76
125	93.16	94.09	51.42	37.18	29.53	24.70	32.03

FIGURA 3.1 Gráfica de las Curvas IDF



3.1.5 Determinacion del Caudal de Crecida

Por referirse a una cuenca pequeña, usaremos el método racional informacion obteni- do según información obtenida en otros estudios cercanos al lugar de estudio dado que las condiciones naturales son similares $C = 0.40$ (suelos arenoso, Arcilloso)

Si :

$$I_{\max} = 90.360 \text{ mm/h}$$

$$Q = \frac{C * i * A}{3,6}$$

C = Coeficiente de escorrentia= 0.50 (Adimensional)

Q = Caudal Maximo m³/s= 204.44 m³/s

A = Area de la Cuenca Km²= 16.290 Km²

i= Intensidad Maxima en mm/h= 90.360 mm/h

El Qmax (M.Reaccional) :

$$Q = 204.44 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.2. Cálculo del caudal máximo (Mét. del hidrograma Triángular)

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

La ecuación del caudal pico es:

$$QP = 0,5556 * \frac{hpe * A}{tb}$$

Donde:

A = Area de la cuenca (Km²)

hpe = Altura de precipitación Efectiva (mm)

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

Q_P = Caudal pico o máximo (m³/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: $tp = (de + tr)/2$

donde:

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 (T_c) 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:

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

Si el tiempo de concentracion (Tc) es :

$$Tc = 1.903 \text{ hrs}$$

Tenemos que :

$$de = 2 * \sqrt{1.903 \text{ hrs}}$$

$$de = 2.759 \text{ hrs} \quad (\text{Duracion en exceso})$$

Reemplazando en la anteriores ecuaciones correspondientes tenemos :

$$tr = 0.6 * 1.903 \text{ hrs}: \quad tr = 3.235 \text{ hrs}$$

$$tp = \frac{2.759 + 3.235}{2}: \quad tp = 2.997 \text{ hrs}$$

$$tb = 2,67 * 2.997: \quad tb = 8.002 \text{ hrs}$$

Tenemos como datos fundamentales , para poder calcular el caudal pico (Qp)

$$\text{Si :} \quad \text{Area} = 16.36 \text{ km}^2$$

$$\text{htT} = 171.962 \text{ mm}$$

$$tb = 8.002 \text{ hrs}$$

$$QP = 0,5556 * \frac{(180.042 \text{ mm} * 16.36 \text{ km}^2)}{7.992 \text{ hrs}}$$

$$\text{El } Q_{\text{max}} \text{ (M.H.Unitario) : } \quad \boxed{Qp = 195.33 \text{ m}^3/\text{s}}$$

3.3. Cálculo del caudal máximo (Mét. Formulas Empíricas).

Es necesario calcular los caudales con formulas empíricas para comparar los caudales con los métodos del Hidrograma Unitario y Método Racional.

En la tabla siguiente le presentamos los caudales calculados usando como dato el área de la cuenca de la Quebrada San Pedro.

Si : $A_c = 16.29 \text{ km}^2$

TABLA 3.3 Caudal Máximo en Formulas Empíricas

AUTOR	Formula Empírica	Qmax (m ³ /s)
Chow	$Q = 107,57 * A^{0,5}$	434.16
Scimemi	$Q = \left(\frac{600}{A + 10} + 1\right) * A$	388.07
Pagliani	$Q = \left(\frac{2900}{A+90}\right) * A$	444.45
Forti	$Q = 3,25 * \left(\frac{500}{A + 125} + 0,5\right) * A$	213.83
Fanning	$Q = 2,5 * A^{5/6}$	25.55
Dickens	$Q = 6,9 * A^{3/4}$	55.95
Ganguillet	$Q = \frac{25A}{A^{0,5} + 5}$	45.07
Kuichling	$Q = A * \left(\frac{1246}{A + 440} + 0,22\right)$	48.07
G.Guijarro	$Q = 17 * A^{2/3}$	109.25
Valentini	$Q = 27 * A^{0,5}$	108.97

*Hemos elegido a G.GUIJARRO por tener los valores rango menor a los que calculamos con H.U. y Gumbell

EL Qmax (M.F. Empíricas) : $Q_{max} = 109.25 \text{ m}^3/\text{s}$

3.4.- Cálculo del Tirante Maximo.

3.4.1. Curva de Descarga de la Quebrada San Pedro.

La curva de descarga de la quebrada san pedro , del presente estudio tenemos los siguiente datos, para hacer uso la formula de Maning.

$$\begin{aligned} S &= 0.05 && \text{m/m} \\ n &= 0.04 && \text{Coeficiente de rugosidad (Libro Vente chov)} \end{aligned}$$

De la formula de Maning se Calculo la curva de descarga (Tabla 3.4 y Figura 3.2), con los caudales obtenidos (del Hidrograma Unitario ,M.Racional y M.F. Impirico) se càculo el tirante maximo cuyo resultados estan en la Tabla 3.5

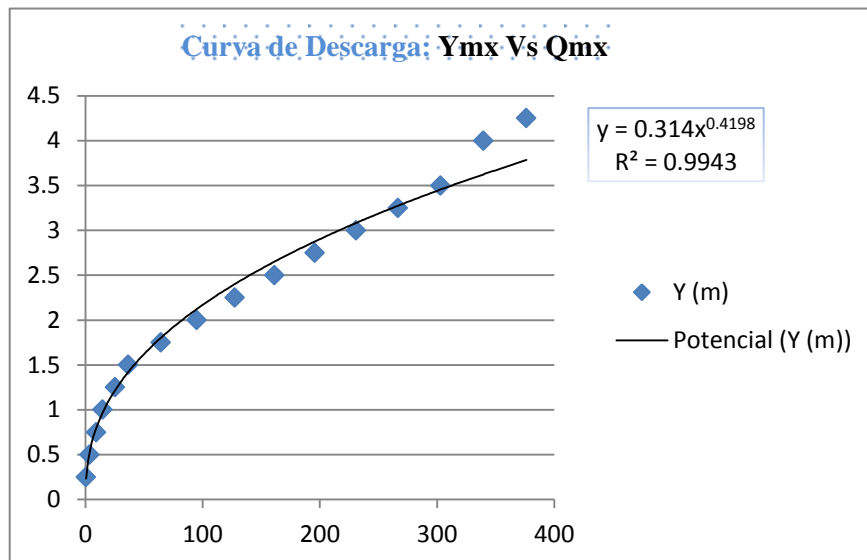
$$\text{Formula de Maning} \quad Q = \frac{1}{n} \times A \times Rh^{2/3} \times S^{1/2}$$

TABLA 3.4 Area-Caudal

Y (m)	A (m2)	P (m)	Rh (m)	Q (m3/s)
0.25	0.201	1.11	0.18	0.25
0.5	0.994	3.14	0.32	1.78
0.75	1.932	4	0.48	4.59
1	2.873	5.2	0.55	7.47
1.25	4.275	6.25	0.68	12.82
1.5	5.683	7.3	0.78	18.58
1.75	8.447	8.41	1.00	32.73
2	11.21	9.52	1.18	48.30
2.25	13.973	10.63	1.31	64.79
2.5	16.736	11.74	1.43	81.91
2.75	19.499	12.85	1.52	99.50
3	22.262	13.96	1.59	117.42
3.25	25.025	15.07	1.66	135.61
3.5	27.788	16.18	1.72	154.00
4	30.551	17.29	1.77	172.56
4.25	33.314	18.4	1.81	191.24

De esta tabla , se puede verificar los cuadales con diferentes areas y perimetros mojados, mediante una curva de Caudales vs Tirantes, con la funcion potencial asi sacamos una ecuacion potencial: $Y = 0.314 \cdot Q^{0.4198}$ como se muestra en la siguiente **Figura 3.2** :

FIGURA 3.2 Curva de Descarga



Ecuacion tabulada : $Y = 0,314.Q^{0,4198}$

3.4.2. Resumen de Caudales y Tirante Maximo

Por la vegetacion se pudo verificar, hasta que nivel maximo llego la maxima crecida

TABLA 3.5 Caudales Maximo por tres Metodos

Metodo de Caudales	T (años)	Q (m3/s)	Y (m)
M.Racional	100	204.44	2.93
H. U.	100	195.33	2.87
Formulas Empirica	100	109.25	2.25

De los metodos mencionados anteriormente, adoptaremos el mayor de los Metodos en la siguiente tabla:

TABLA 3.6 Caudales Maximo y Tirante Maximo

Metodo de Caudales	Q (m3/s)	Y (m)	V(m/s)
H.U.	204.44	2.93	6.14

$Q_{max} = 204.44 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Y_{max} = 2.93 \text{ m}$

Caudal y el tirante verificados en las huellas de maximas crecidas.

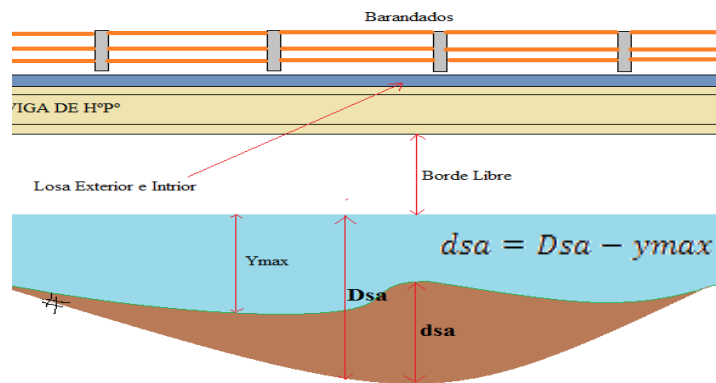
3.5 Cálculo de Socavaciones

3.5.1 Socavacion General

3.5.1.1 Metodo de Lacey

El método de Lacey nos determina directamente la socavación máxima para el caudal de diseño, como se muestra en la Figura N° 3.3.

FIGURA N° 3.3 Altura de Socavacion (dsa)



Si :

$$Dsa = Ksa \cdot Ds$$

$$Ds = 1.35 \cdot \left(\frac{q^2}{f} \right)^{\frac{1}{3}}$$

: Profundidad de Socavacion ajustada medida desde la Superficie del agua a la maxima crecida en (m).

$$f = \left(\frac{s \cdot Q^{\frac{1}{5}}}{0.0003} \right)^{\frac{3}{5}}$$

: Factor de Lacey

$$dsa = Dsa - y_{max}$$

: Altura de Socavacion real en (m)

Como las formulas empleadas son consecutivas , calculamos primero el valor f el factor de Lacey, a continuacion en la siguiente Tabla 3.7, los valores de Ksa

TABLA 3.7 Valores de Ksa

Tipo del tramo del Rio	Ksa
Tramo recto/ Curvas moderadas	1.5
Angulo rectos/Curvas pronunciadas	2
Aguas arriba de las pilas	2
Aguas arriba de deflectores	2.5

Datos:

Qmax =	204.44	m ³ /s	: Caudal Maximo
S =	0.05	m/m	: Pendiente media de la Qda.
Ymax =	2.93	m	: Tirante Maximo
qmax =	6.95	m ³ /s/m	: Caudal Unitario maximo
b =	29.40	m	Ancho de la Qda.

$$f = \left(\frac{s \cdot Q^{\frac{1}{6}}}{0.0003} \right)^{\frac{3}{5}} = 37.43 \quad (\text{Adimensional})$$

De tabla tenemos $f = 4.7$ (Adimensional)

$$Ds = 1.35x \left\{ \frac{q^2}{f} \right\}^{1/3} = 2.98 \quad \text{m}$$

El valor del ajuste de socavacion (Ksa) tomado de la tabla N° 3.7 es de 1.50 que corresponde a tramos rectos o curvas moderadas, entonces la altura de socavacion a partir del tirante maximo sera:

$$Dsa = ksa * Ds = 4.46 \quad \text{m}$$

$$dsa = Dsa - Ymax = 1.53 \quad \text{m}$$

$$\boxed{dsa = 1.53 \quad \text{m}}$$

3.5.1.2 MÉTODO DE BELMONTE

Las socavaciones son muy peligrosas por que pueden provocar el colapso de la estructura, por ello cuando se va a fundar en un terreno que puede ser socavado , caso muy frecuente se debe fijar la cota de fundacion por debajo de las socavaciones mas profundas, las que pueden ser previstas en base a estudio realizados en puentes existentes o mejor aun complementados con estudios de laboratorio de hidraulica. Las mayores socavaciones que se han registrado alrededor de 10 m.

Entre varias formulas que existen para determinar la profundidad de socavacion se puede citar la siguiente que tiene aplicación especialmente en caso de los rios medianamente caudalosos.

$$h = k \cdot H \cdot V^2$$

Donde :

h: Profundiad de socavacion (m)

k: Constante características del terreno (Seg^2/m^2)

H: Profundidad de corriente (m)

V: Velocidad de las aguas (m/s)

Las constantes k para algunos materiales tiene los siguientes valores:

TABLA N° 3.8 Valores de K (Seg^2/m^2)

MATERIAL	K(Seg^2/m^2)
Ripio Conglomerado	0.01
Ripio Suelto	0.04
Arena	0.06
Fango	0.08

La profundidad minima para fundar estribos es de 4.00 m

Para el calculo de la velocidad se utilizara la formula de continuidad

$$V = \frac{Q}{A}$$

Donde :

$$Q_{\max} = 204.44 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = 33.3 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{Q}{A} = 6.14 \text{ m/s}$$

De la Tabla N° 3.8 obtenemos el valor de K para arena y ripio 0.01 con la siguiente formula calculamos la altura de socavacion.

Si: $k = 0.01$

$$V = 6.14 \text{ m/s}$$

$$H = 2.93 \text{ m}$$

$$h = k \cdot H \cdot V^2$$

$$h = 1.10 \text{ m}$$

3.5.2 CALCULO DE LA SOCAVACION LOCALIZADA (ESTRIBOS)

3.5.2.1 METODO DE FROHELICH

$$ds = 2.27 * kf * k\theta * \left\{ \frac{L}{y_0} \right\}^{0.43} * Fr^{0.61} * y_0$$

Donde :

K_θ : Puente sin esviaje [1.00]

K_f : Estribo con pared vertical y aletas [0.82]

Fr: Numero de Froude.

Y_0 : Profundidad promedio del flujo en la planicie de inundación.

L: Distancia entre el pie del estribo y la intersección de la superficie libre del agua y el talud de la margen 0.20 m (valor de topografía curva de descarga)

A: Área obstruida por el estribo.[14.00 m²]

T: Ancho del espejo del agua.[30.00 m]

Calculo de la velocidad del flujo:

$$v = \frac{Q}{A} \quad V = 6.14 \quad \text{m/s}$$

Profundidad promedio (Profundidad hidráulica)

$$y_0 = \frac{A}{T} = 1.000 \quad \text{m}$$

Numero de Froude

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g * y_0}} = 1.960 \quad (\text{Flujo supero critico})$$

La profundidad de socavación

$$ds = 2.27 * kf * k\theta * \left\{ \frac{L}{y_0} \right\}^{0.43} * Fr^{0.61} * y_0$$

Tomando todos los datos anteriores que demanda esta formula tenemos:

$$ds = 1.40 \quad \text{m}$$

3.5.2.2 METODO DE LAUREN

$$\frac{L}{y_0} = 2.75 * \frac{ds}{y_0} * \left[\left(\frac{ds}{11.5 * y_0} + 1 \right)^{1.7} + 1 \right]$$

Donde:

ds: Profundidad de Socavacion

yo :Profundidad media del flujo de aguas arriba en el cauce principal

L : Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua 1 m

La profundidad maxima de socavacion es:

1.00 \longleftrightarrow 1.00 *Interpolando la ecuacion*

$$\boxed{ds = 1.53 \text{ m}}$$

3.5.2.3 METODO DE LUI, CHANG Y SKINER

Para la mayoria de los flujos:

$$\frac{ds}{y_o} = k_f * \left(\frac{L}{y_o}\right)^{0.40} * Fr^{0.33}$$

Donde :

ds: Profundidad de socavación de equilibrio medida desde el nivel medio del lecho hasta el fondo del hueco de socavación (m)

y_o: Profundidad del flujo en la planicie de inundación

L: Distancia horizontal entre el pie del estribo y la intersección de la superficie

Fr: Número de Froude

Kf: Coeficiente de corrección por la forma del estribo

(1,1 para estribos con pared inclinada hacia el cauce; 2,15 para estribos con pared vertical)

La profundidad de socavacion es:

0.72154 \longleftrightarrow 0.721537 *Interpolando la ecuacion*

$$\boxed{ds = 0.72 \text{ m}}$$

A continuacion tenemos el resumen total de calculos de socavacion Generalizada por los dos metodos de Lacey y Belmonte que se obtuvo diferentes valores.

Las socavaciones localizadas en los estribos, nos indicaran si debemos poner defensas en los estribos de ambos extremos del puente.

En la siguiente Tabla N° 3.9, Se muestran resultados de socavacion de diferentes metodos.

TABLA N° 3.9 Resumen de Socavaciones (Ds)

METODO DE CALCULO	Socavacion General (m)	Socavacion Localizada(m)
LACEY	1.53	
BELMONTE	1.10	
FROHELICH		1.40
LAURSEN		1.53
LUI CHANG SKINNER		0.72

Con estos calculos de la socavacion localizada en los estribos es necesario hacer el diseño de defensivos como ser Gavion tipo caja y colchonetas.

Tomaremos el valor mayor de ambos calculos 1.53 m para la socavacion general y 1.53 m para la socavacion localizada.

4.- DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA E INFRAESTRUCTURA

4.1.- PREDIMENSIONAMIENTO

Datos:

Carga viva:	HL-93
Nº de carriles:	2
Ancho calzada:	7,3 m.
Luz de cálculo:	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°.

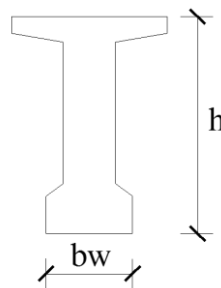
Datos:

Luz de la **30** m.

Canto de la sección

Tomar la altura de la viga entre:

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



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

$$H_{\text{viga}} = \frac{L}{17} = 1,76 \text{ m}$$

$$H_{\text{viga}} = \frac{L}{22} = 1,36 \text{ m}$$

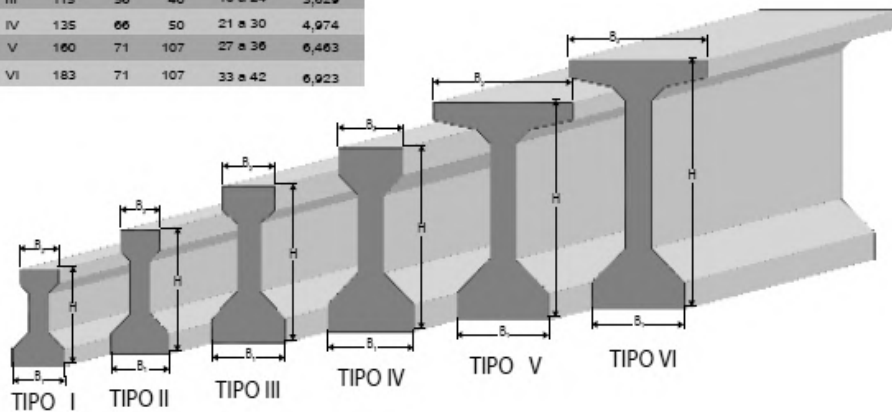
$$H_{\text{viga}} = 0,045 * L = 1,35 \text{ m}$$

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 TRABES AASHTO PARA PUENTES					
TIPO	H (cm)	B ₁ (cm)	B ₂ (cm)	Claro (m)	A (cm ²)
I	71	40	30	10 ± 13	1,743
II	91	45	30	12 ± 18	2,325
III	115	56	40	16 ± 24	3,629
IV	135	66	50	21 ± 30	4,974
V	160	71	107	27 ± 36	6,463
VI	183	71	107	33 ± 42	6,923



La sección probable a elegir será 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:

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

Finalmente utilizamos la altura más adecuada después de varias iteraciones de cálculo

$$\boxed{H_{\text{viga}} = 1,7 \text{ m}}$$

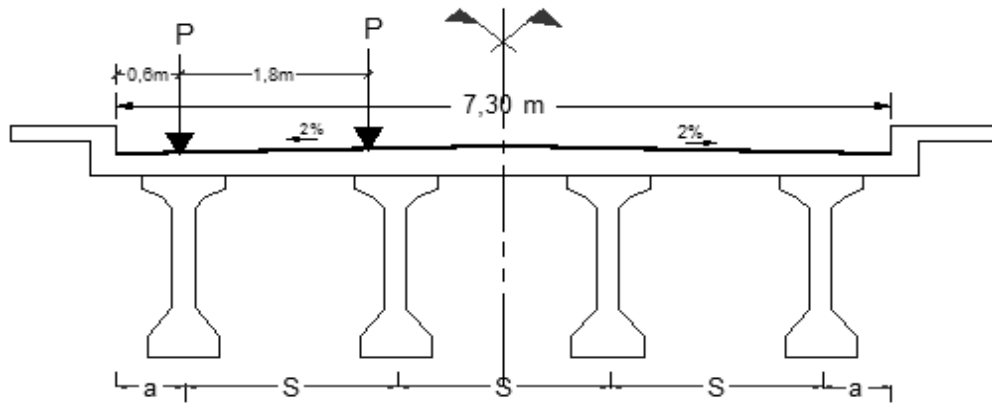
4.1.3.- Número de vigas.

* 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

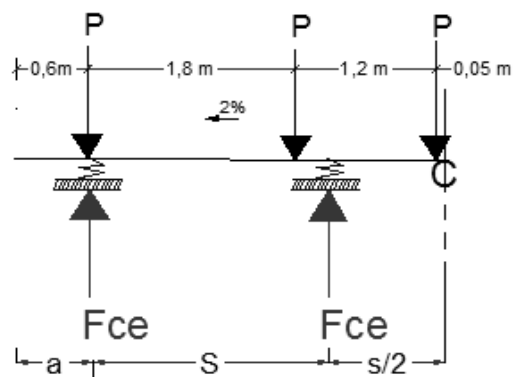
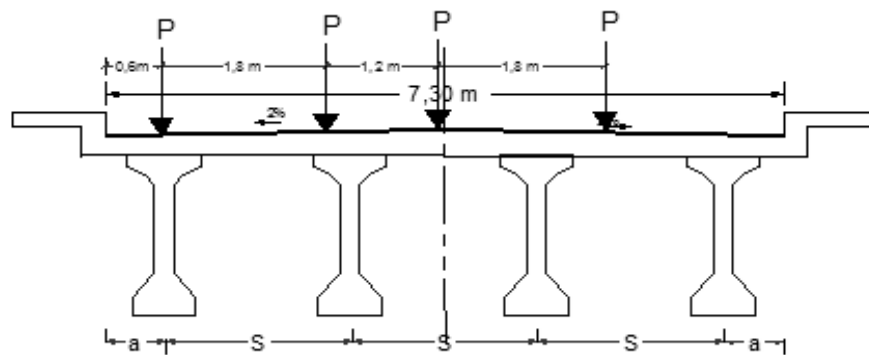
* Se adoptarán 4 vigas para 2 carriles.

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 $P=1$

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

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

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

****fracción de carga interna (fci)**

$$f_{ci} = K * s$$

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: $f_{ci} = 0.596 * s$

****Igualando las fracciones de carga:** $f_{ce} = f_{ci}$

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

$$\frac{4,35}{2 * s} = 0,596 * s$$

$$s^2 = \frac{4,35}{2 * 0,596}$$

$$s = \sqrt{\frac{4,35}{2 * 0,596}}$$

constructivamente

$$s = 1,91 \text{ m.}$$

$$s = 2,00 \text{ m.}$$

$$a = 0,79 \text{ m.}$$

$$a = 0,65 \text{ m.}$$

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 no 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	$0,035 L$	$0,033 L$

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, text 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	
<ul style="list-style-type: none"> Hasta barras No. 36 Barras No. 43 y No. 57 	

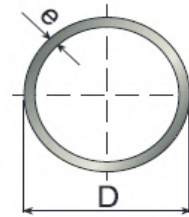
(Art. 5.12.3)
AASHTO-LRFD

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

4.2.- DISEÑO DE PASAMANOS

Datos:

\varnothing =	2,5	pulg	≈	7,61	cm	
L =	2	m			Separacion entre postes.	
W =	5,71	kg/m				
f_y =	3037,31	kg/cm ²				
(ϕ) =	0,9				Adimensiona Factor de Seguridad segun ACI - 318	



4.2.1.- Propiedades Geometricas de la Seccion.

A_o =	7,33	cm ²
I_o =	48,78	cm ⁴
Z_o =	12,82	cm ³

4.2.2.- Cargas.

Carga debido al peso propio (DC)

$$q_{DC} = 5,71 \text{ kg/m}$$

Carga debido a las cargas vivas (LS)

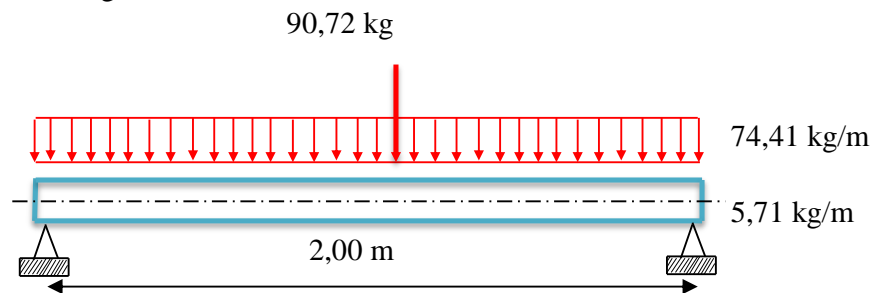
De acuerdo a la norma se tiene:

PL1 =	0,73	N/mm	=	74,41	kg/m	carga viva en centro luz
PL =	890	N	=	90,72	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).-

$$M_{DC} = \frac{DC \cdot L^2}{8} = 2,86 \quad \text{kg.m}$$

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).-

$$V_{DC} = \frac{DC \cdot L}{2} = 5,71 \quad \text{kg}$$

Cortante debido a sobrecargas vivas (VLS).-

$$V_{LS} = \frac{P_{LS1} \cdot L}{2} + \frac{P_{LS2}}{2} = 119,78 \quad \text{kg}$$

4.2.4.- Combinaciones de Cargas.

Combinación de Cargas	DC	LL									Usar sólo uno por vez			
	DD	IM					TU							
Estado Limite	EH	CE					CR							
	EV	BR	WA	WS	WL	FR	SH	TG	SE					
	ES	PL												
	EL	LS												
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: $M_U = 1,25 * M_{DC} + 1,75 * M_{LS}$

$$M_U = 148,06 \quad \text{kg.m}$$

comprobacion de la seccion necesaria:

$$M_n = f_y * Z_o = 389,38 \text{ kg.m}$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$148,06 \text{ kg} \leq 350,45 \text{ kg} \quad \text{cumple}$$

4.3.- DISEÑO DE LOS POSTES

Seccion asumida:

Base menor: $b_{men} = 0,12$ m

Base mayor: $b_{may} = 0,20$ m

Ancho : 0,15 m

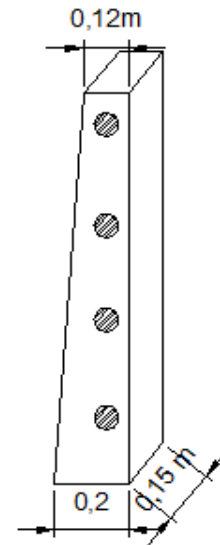
Altura total: 1,10 m

$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2400$ kg/m³

P_{LL} = Carga de diseño para postes.

Carga debido al peso propio (DC).-

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



Sobrecargas vivas (LS).-

$$PL1 = 0,73 \text{ N/mm} = 74,41 \text{ kg/m}$$

$$PL = 890 \text{ N} = 90,72 \text{ kg}$$

(Art. 13.8.2-1)

AASHTO-LRFD

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

$$P_{LL} = 90,72 + 74,41 * L$$

La longitud entre postes es de: L 2 m

$$P_{LL} = 239,55 \text{ kg}$$

4.3.1.- Efectos

Momento debido a sobrecargas vivas (MLS)

$$M_{LS} = P_{LL} * z = 242,55 \text{ kg,m}$$

4.3.2.- Solicitaciones mayoradas

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

4.3.3.- Cálculo de armaduras

Diseño por flexión.-

$M_u =$	43846,70	kg.cm	Momento último
$f'_c =$	280	kg/cm ²	Resistencia Característica del H°A°
$f_y =$	4200	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

Altura efectiva (d)

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} = 17,50 \quad \text{cm}$$

Altura de compresiones (a)

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_u}{f'_c * b * d^2}} \right) = 1,00 \quad \text{cm}$$

Armadura necesaria (As)

$$As_{nec} = \frac{0,85 * f'_c * b * a}{f_y} \quad As = 0,682 \quad \text{cm}^2$$

Armadura mínima

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

Cuantía mínima: $\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = 0,0033$

$$As_{min} = 0,700 \quad \text{cm}^2$$

Armadura máxima

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

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

$\xi_c = 0,003$ deformación del hormigón

Cuantía balanceada $\rho_b = 0,72 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{\xi_c}{\xi_c + \frac{f_y}{E_s}} = 0,028$

Cuantía máxima $\rho_{max} = 0,75 * \rho_b = 0,021$

$$As_{m\acute{a}x.} = 4,45 \quad \text{cm}^2$$

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

$$A_s = 0,682 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ min}} = 0,70 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ neces}} = 0,700 \text{ cm}^2$$

ϕ (mm)	Nº Fierros	A_{ϕ} (cm ²)
10	2	1,571

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

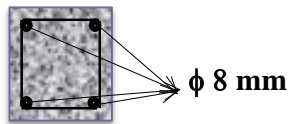
Número de hierros.- $\# \text{ Hierros} = \frac{4 * A_{s \text{ necesario}}}{\pi * \phi^2}$

$$\# \text{ Hierros} = 1$$

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

Finalmente USAR:

4 ϕ 10 mm



Diseño por Cortante

$$V_{DC} = 0,00 \text{ kg} \quad \text{Cortante debido al peso propio}$$

$$V_{LS} = 239,55 \text{ kg} \quad \text{Cortante debido a la sobrecarga viva}$$

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

Esfuerzo cortante ultimo de diseño.

$$v_U = \frac{V_U}{\phi * b * d} \quad \text{(Art. 5.5.4.2) AASHTO-LRFD}$$

$$V_U = 419,22 \text{ kg} \quad \text{Cortante ultimo de calculo}$$

$$d = 17,50 \text{ cm} \quad \text{Canto del poste}$$

$$\phi = 0,90 \quad \text{Coeficiente de seguridad para cortante}$$

$$b = 12,00 \text{ cm} \quad \text{Ancho que soporta el corte}$$

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

Resistencia del hormigon al corte. $v_c = 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$

$$v_c = 1862,41 \text{ kg}$$

Esfuerzo cortante del hormigon. $v_c = 0,53 * \sqrt{f'c}$

$$v_c = 8,87 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Como: } v_U = 2,22 \text{ kg/cm}^2 < v_C = 8,87 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_U = 2,22 \text{ kg/cm}^2 < v_C/2 = 4,43 \text{ kg/cm}^2$$

NO REQUIERE ARMADURA DE CORTE !!!

Armadura minima. $Av_{\min} = 3,5 * \frac{b * S}{fy}$

$$S = 30 \text{ cm} \quad \text{espaciamiento entre barras}$$

$$Av_{\min} = 0,3 \text{ cm}^2$$

$$Av = \frac{Av_{\min}}{2} = 0,150 \text{ cm}^2 \quad \phi = \sqrt{\frac{4 * Av}{\pi}} = 0,4 \text{ cm}$$

Finalmente USAR:

$$\phi \quad 6 \quad \text{mm} \quad \text{c/} \quad 20 \quad \text{cm}$$

Resumen de la Armadura

As. De Flexion.

Usamos 4 ϕ 10 mm

As. De Corte.

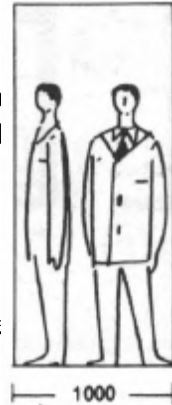
Usamos ϕ 6 mm C/ 20 cm

4.4.- DISEÑO DE ACERA

$f_c =$	280	kg/cm ²	Resistencia Característica del H°:
$f_y =$	4000	kg/cm ²	Resistencia Característica del Acero:
$\gamma_{H^\circ A^\circ} =$	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.

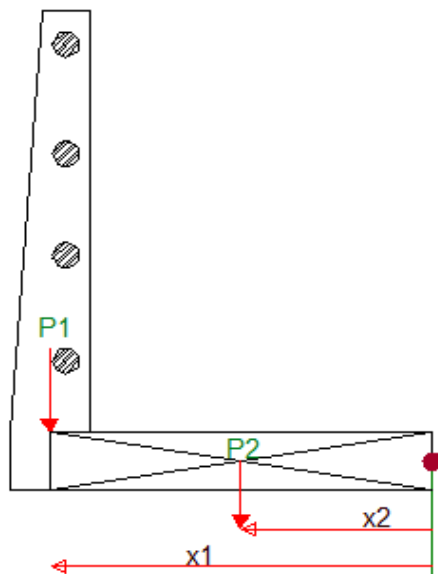
Se tomara como referencia una acera de 100 de acuerdo al grafico mostrado, para personas en movimiento, aumentar la anchura $\pm 10\%$ dentro del ancho total de la acera esta incluido el ancho del bordillo de 0,25 m:



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



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

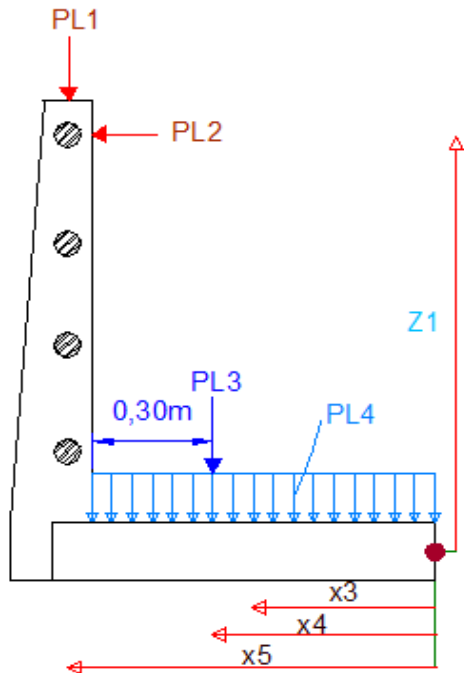
- Peso del poste = 74,16 kg
- Peso de la barandas = 45,68 kg
- Long. entre postes = 2 m

$$P1 = P_{pos} + P_{bar} = 59,92 \text{ kg/m}$$

$$x1 = 0,95 \text{ m}$$

$$x2 = 0,475 \text{ m}$$

4.4.2.- Sobrecargas



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

$$PL1 = 148,82 \text{ kg}$$

$$PL2 = 90,72 \text{ kg} + 74,41 \text{ kg/m}$$

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

Por la Rueda delantera del Camion

$$PL3 = 17,5 \text{ KN}$$

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

$$PL4 = 3,6 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{Art. 3.6.1.6})$$

$$PL4 = 366,97 \text{ kg/m}^2 \quad \text{AASHTO-LRFD}$$

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

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

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

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

$$Z1 = 1,0875 \text{ m}$$

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

$$M_{DC} = P1 \cdot X1 + P2 \cdot X2$$

$$M_{DC} = 219,37 \text{ kg.m/m}$$

$$V_{DC} = P1 + P2$$

$$V_{DC} = 401,92 \text{ kg/m}$$

Sobrecarga

$$M_{LS} = PL1 \cdot X5 + PL2 \cdot Z1 + PL4 \cdot X3$$

$$M_{LS} = 528,51 \text{ kg.m/m}$$

$$V_{LS} = PL1 + PL4$$

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

Momento ultimo de diseño (caso 1)

$$M_U = 1,25 * M_{DC} + 1,75 * M_{LS} = 199,11 \text{ kg.m/m}$$

Cortante Ultimo de diseño (caso 1)

$$V_U = 1,25 * V_{DC} + 1,75 * V_{LS} = 1308,71 \text{ kg/m}$$

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

Peso Propio

$$M_{DC} = P1 * X1 + P2 * X2$$

$$M_{DC} = 219,37 \text{ kg.m/m}$$

Carga de Rueda

$$M_{LL} = PL3 * X4$$

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

La sección crítica donde se produce los esfuerzos solicitantes es en la frontera entre 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:

Tabla 4.6.2.1.3-1 – Fajas equivalentes

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

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

$$X = bv - 0,3 \text{ m}$$

$$X = 0,55 \text{ m} \quad E = 1140 + 0,833 * X = 1598,15 \text{ mm} \quad = 1,60 \text{ m}$$

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

Cortante debido a la carga viva

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

Momento ultimo de diseño (caso I)

$$M_U = 1,25 * M_{DC} + 1,75 * (1,33 * M_{LL} + M_{LS}) = 2628,0 \text{ kg.m/m}$$

Cortante Ultimo de diseño (caso II)

$$V_U = 1,25 * V_{DC} + 1,75 * (1,33 * V_{LL}) = 3100,41 \text{ kg/m}$$

4.4.4.- Solicitaciones mayoradas

HIPOTESIS I:

Momento	$M_u =$	1199,11	kg.m/m
Cortante	$V_u =$	1308,71	kg/m

HIPOTESIS II:

Momento	$M_u =$	2628,01	kg.m/m
Cortante	$V_u =$	3100,41	kg/m

4.4.5.- Cálculo de armaduras

Armaduras a flexión.-

$M_u =$	262801,2	kg.cm	Momento último
$f_c =$	280	kg/cm ²	Resistencia Característica del H°A°
$f_y =$	4200	kg/cm ²	Resistencia Característica del Acero
$r =$	2,5	cm	Recubrimiento mínimo
$b =$	100	cm	Ancho de la sección
$h =$	15	cm	Altura
$\phi =$	12	mm	Diámetro adop. de barra
$\rho_{min} =$	0,0018		cuantía mínima

Altura efectiva (d).-

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

Altura de compresiones (a).-

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_U}{f'_c * b * d^2}} \right) = 1,08 \text{ cm}$$

Armadura necesaria (As).-

$$As_{nec} = \frac{0,85 * f'_c * b * a}{f_y} \quad As = 6,12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima.- $As_{min} = \rho_{min} * b * d$

Cuantía mínima: $\rho_{min} = 0,0018$ para acero de $f_y = 42 \text{ kg/cm}^2$

$$As_{min} = 2,14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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

$$As = 6,12 \text{ cm}^2/\text{m} > As_{min} = 2,14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As_{neces} = 6,12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

\emptyset (mm)	Nº Fierros	A \emptyset (cm ² /m)
12	6	6,79

Finalmente USAR:

ϕ **12** mm c/ **15** cm

Armadura de distribución (perpendicular a la Armadura Principal)

$$D = \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\% \quad \begin{array}{l} As = 6,12 \text{ cm}^2/\text{m} \\ S = 950 \text{ mm} \\ \phi = 10,00 \text{ mm} \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{(Art. 9.7.3.2)} \\ \text{AASHTO-LRFD} \end{array}$$

$$D = 124,59 > 67 \%$$

Tomamos el 67 % para la armadura de distribución

$$\text{Adopto:} \quad D = 0,67$$

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

$$A_{s \text{ distr}} = 4,10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

\emptyset (mm)	Nº Fierros	A_{\emptyset} (cm ² /m)
10	6	4,71

Disposición de los hierros.-

$$b = 95 \text{ cm}$$

$$\phi = 10 \text{ mm}$$

$$esp = \frac{b - 5 - \# \text{ hierros} * \phi}{(\# \text{ hierros} - 1)} = 17,04 \text{ cm}$$

Finalmente USAR:

$$\phi \quad 10 \quad \text{mm} \quad c/ \quad 15 \quad \text{cm}$$

Resumen de la Armadura

As. De Flexion.

Usamos 211 ϕ 12 mm C/ 15 cm

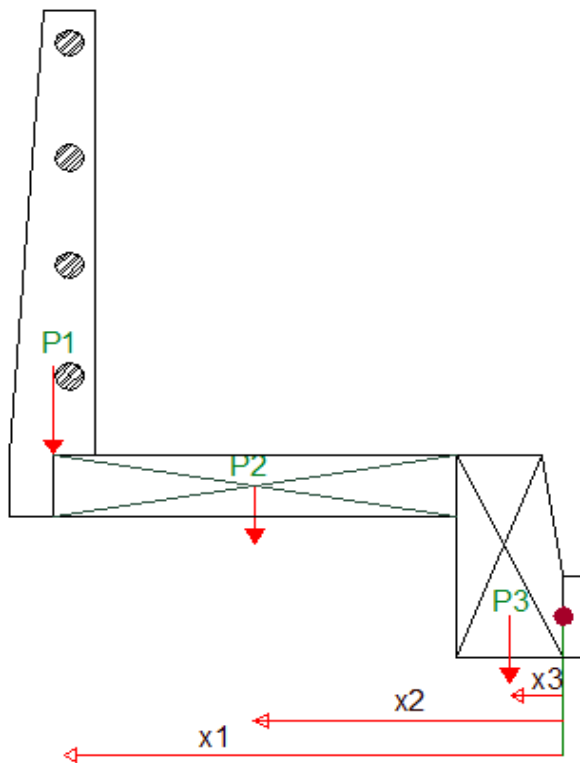
As. De Distribucion.

Usamos 6 ϕ 10 mm C/ 15 cm

4.5.- DISEÑO DE BORDILLO

$f_c =$	280	kg/cm^2	Resistencia Característica del H°
$f_y =$	4200	kg/cm^2	Resistencia Característica del Acero
$\gamma_{H^\circ A^\circ} =$	2400	kg/m^3	Peso Especifico del H°A°
$h_v =$	0,5	m	altura del bordillo
$e =$	0,25	m	espesor del bordillo

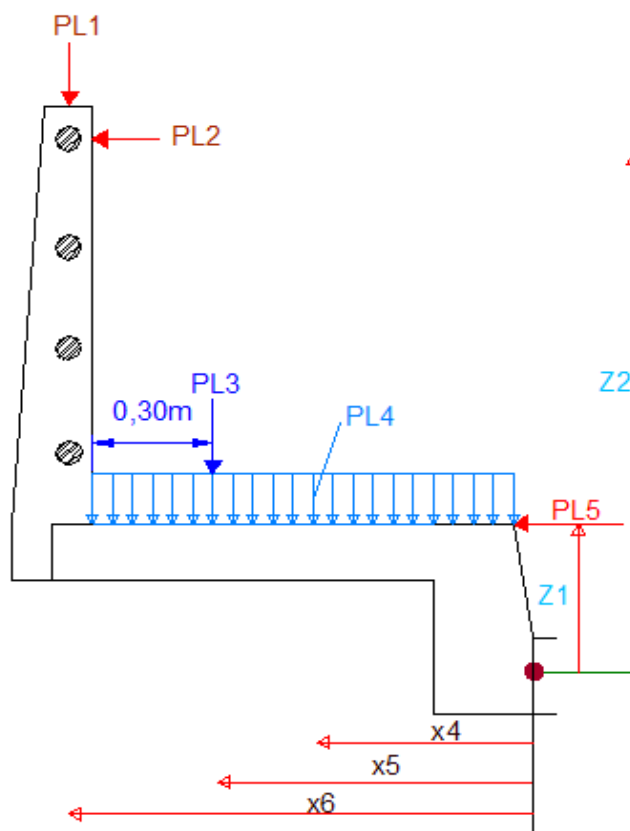
4.5.1.- Cargas Permanentes



$P_1 =$	59,92	kg/m
$P_2 =$	342	kg/m
$P_3 =$	300	kg/m

$x_1 =$	1,20	m
$x_2 =$	0,725	m
$x_3 =$	0,125	m

4.5.2.- Sobrecargas



PL1 =	148,82	kg
PL2 =	90,72 kg + 74,41 kg/m	
PL2 =	239,55	kg
PL3 =	17,5	KN
PL3 =	1783,89	kg
PL4 =	3,6	KN/m ²
PL4 =	366,97	kg/m ²
PL4 =	403,67	kg/m
PL5 =	7,5	KN/m
PL5 =	764,53	kg/m
x4 =	0,55	m
x5 =	0,80	m
x6 =	1,16	m
z1 =	0,4	m
z2 =	1,4125	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

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

$$M_{DC} = 357,35 \quad \text{kg.m/m}$$

Sobrecargas

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

$$M_{LS} = 733,02 \quad \text{kg.m/m}$$

Carga choque lateral de un vehiculo

$$M_{CT} = PL5 * Z1$$
$$M_{CT} = 305,81 \text{ kg.m/m}$$

Momento total por Carga Viva

$$M_{CV} = M_{LS} + 1,33 * M_{CT}$$
$$M_{CV} = 139,74 \text{ kg.m/m}$$

Momento ultimo de diseño (caso 1)

$$M_U = 1,25 * M_{DC} + 1,75 * M_{CV}$$
$$M_U = 2441,24 \text{ kg.m/m}$$

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

Peso propio

$$M_{DC} = P1 * X1 + P2 * X2 + P3 * X3$$
$$M_{DC} = 357,35 \text{ kg.m/m}$$

Carga rueda

$$M_{LL} = PL3 * X5$$
$$M_{LL} = 1427,12 \text{ kg.m}$$

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

Calculo del ancho de faja

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

Armadura principal perpendicular al trafico

$$X = 0,8 \text{ m}$$

$$E = 1806,4 \text{ mm} = 1,81 \text{ m}$$

$$M_{LL} = 790,03 \text{ kg.m/m} \quad M_{IM} = 260,71 \text{ kg.m/m}$$

Momento total por Carga Viva

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

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

Momento ultimo de diseño (caso 2)

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

$$M_U = 2285,49 \text{ kg.m/m}$$

4.5.4.- Solicitaciones mayoradas

PARA LA HIPOTESIS I:

$$\text{Momento } M_u = 2441,24 \text{ kg.m/m}$$

PARA LA HIPOTESIS II:

$$\text{Momento } M_u = 2285,49 \text{ kg.m/m}$$

4.5.5.- Cálculo de armaduras

Armaduras a flexión.-

$M_u = 244124,42$	kg.cm	Momento último
$f'_c = 280$	kg/cm ²	Resistencia Característica del H°
$f_y = 4200$	kg/cm ²	Resistencia Característica del Acero
$r = 2,5$	cm	Recubrimiento mínimo
$b = 100$	cm	Ancho de la sección
$h = 25$	cm	Altura
$\phi = 12$	mm	Diámetro adop. de barra
$\rho_{min} = 0,0018$		cuantía mínima

Altura efectiva (d).-

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} = 21,90 \text{ cm}$$

Altura de compresiones (a).-

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_U}{f'_c * b * d^2}} \right) = 0,527 \text{ cm}$$

Armadura necesaria (As).-

$$As_{nec} = \frac{0,85 * f'c * b * a}{fy} \quad As = 2,98 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima.-

Cuantía mínima:

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

$$\rho_{min} = 0,0018$$

$$As_{min} = 3,94 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

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

$$As = 2,98 \quad \text{cm}^2/\text{m} < As_{min} = 3,94 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$$As_{neces} = 3,94 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

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

Disposición de los hierros.-

$$b = 100 \quad \text{cm}$$

$$\phi = 10 \quad \text{mm}$$

$$esp = \frac{b - 5 - \# \text{hierros} * \phi}{(\# \text{hierros} - 1)} = 17,80 \quad \text{cm}$$

Finalmente USAR:

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

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 mínimo
$b =$	25	cm	Ancho de la sección
$h =$	50	cm	Altura
$\phi =$	16	mm	Diámetro adop. de barra

Altura efectiva (d).-

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

Armadura mínima

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} * b * d$$

Cuantía mínima:

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = 0,0033$$

$$A_{s \min} = 3,89 \quad \text{cm}^2$$

ϕ (mm)	Nº Fierros	$A\phi$ (cm ² /m)
16	2	4,021

Disposición de los hierros.-

$$b = 25 \quad \text{cm}$$

$$\phi = 16 \quad \text{mm}$$

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

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

Finalmente USAR:

$$4 \quad \phi \quad 16 \quad \text{mm}$$

Diseño a cortante.

Cortante ultimo de diseño.

Usando la fuerza de choque de bordillo

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

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

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

Esfuerzo cortante ultimo de diseño:

$$v_U = \frac{V_U}{\phi * b * d}$$

$$V_U = 1779,43 \quad \text{kg} \quad \text{Cortante ultimo de calculo}$$

$$d = 21,90 \quad \text{cm} \quad \text{Canto del poste}$$

$$\phi = 0,90 \quad \text{Coeficiente de seguridad para cortante}$$

$$b = 100,00 \quad \text{cm} \quad \text{Ancho que soporta el corte}$$

$$v_U = 0,90 \quad \text{kg/cm}^2$$

Resistencia del hormigon al corte. $v_c = 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$

$$v_c = 19422,23 \text{ kg}$$

Esfuerzo cortante del hormigon. $v_c = 0,53 * \sqrt{f'c}$

$$v_c = 8,87 \text{ kg/cm}^2$$

Como: $v_U = 0,90 \text{ kg/cm}^2 < v_C = 8,87 \text{ kg/cm}^2$

$$v_U = 0,90 \text{ kg/cm}^2 < v_C/2 = 4,43 \text{ kg/cm}^2$$

NO REQUIERE ARMADURA DE CORTE !!!

Resumen de la Armadura

As. De Flexion.

Usamos 211 ϕ 12 mm C/ 15 cm

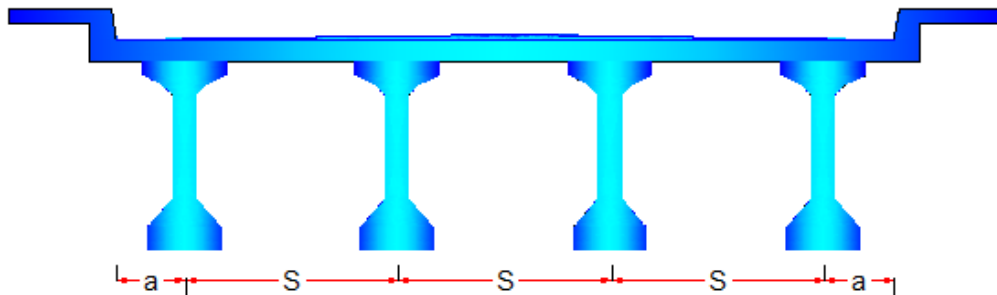
As. Longitudinal.

Usamos 4 ϕ 16 mm

4.6.- DISEÑO DE LAS LOSAS DEL PUENTE

$f_c =$	280	kg/cm ²	Resistencia Característica del H°
$f_y =$	4200	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 secc 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	$+M: 660 + 0,55S$ $-M: 1220 + 0,25S$

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

Ancho de faja para momento positivo:

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

Ancho de faja para momento negativo:

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

Factor de presencia múltiple (m)

Numero de carriles cargados	Factor de presencia multiple, m
1	1,2
2	1
3	0,85
> 3	0,65

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 e el programa computacional SAP 2000.

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

Losa

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

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

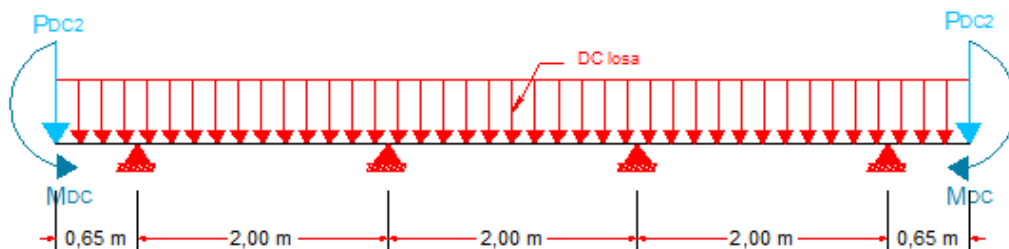
Cargas puntuales sobre el boladizo debido a la carga muerta del barandado, acera y bordillo.

baranda=	59,92	kg/m	MDC baranda=	71,90	kg.m/m
acera=	342	kg/m	MDC acera =	247,95	kg.m/m
bordillo =	300	kg/m	MDC bordillo =	37,50	kg.m/m

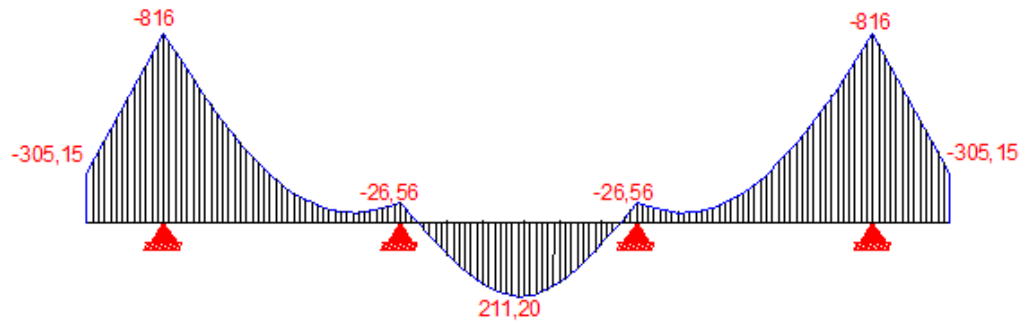
Carga Puntual y Momento que actua sobre el voladizo es :

$$PDC2 = 701,92 \text{ kg/m} \quad \quad \quad MDC = 357,35 \text{ kg.m/m}$$

Diagrama de las Cargas Muertas



Cargando la seccion transversal con las DC losa, PDC2 y MDC se obtiene el siguiente diagrama segun programa computacional SAP 2000



Momentos por Carga Muerta :

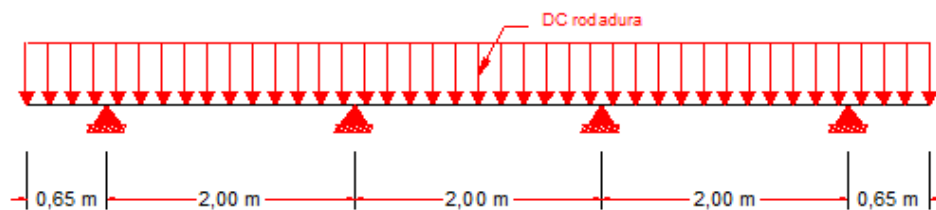
$$\text{MDCmax(+)} = 211,20 \text{ kg.m/m} \quad \text{MDCmax(-)} = -816 \text{ kg.m/m}$$

* Capa de Rodadura

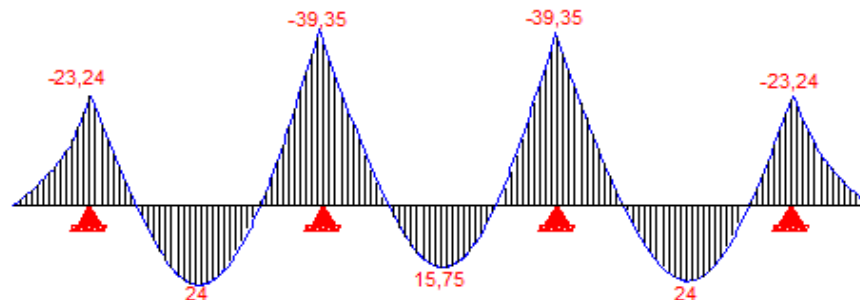
$$\gamma_{\text{Rodadura}} = 2200 \text{ kg/m}^3 \quad \text{Peso Especifico del Asfalto}$$

$$h = 0,05 \text{ m}$$

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



Cargando la seccion transversal con las DC losa, PDC2 y MDC se obtiene el siguiente diagrama segun programa computacional SAP 2000



Momentos por Capa de Rodadura :

$$\text{MCRmax(+)} = 24,0 \text{ kg.m/m} \quad \text{MDCmax(-)} = -39,35 \text{ kg.m/m}$$

Cargas Vivas

Para determinar los momentos se cargara la losa como una viga continua de dos tramos en el programa computacional SAP 2000 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.

$$0,4.S = 0,80 \text{ m}$$

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

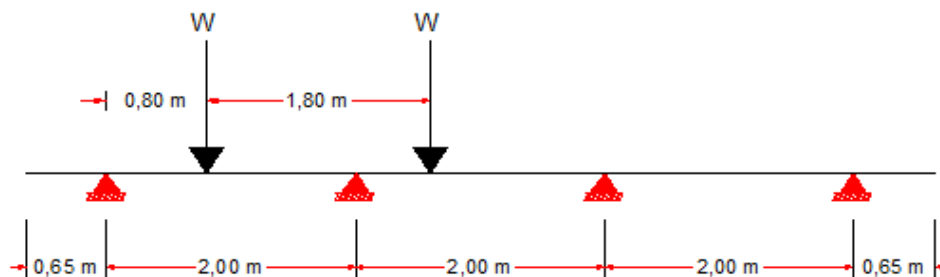
Donde:

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

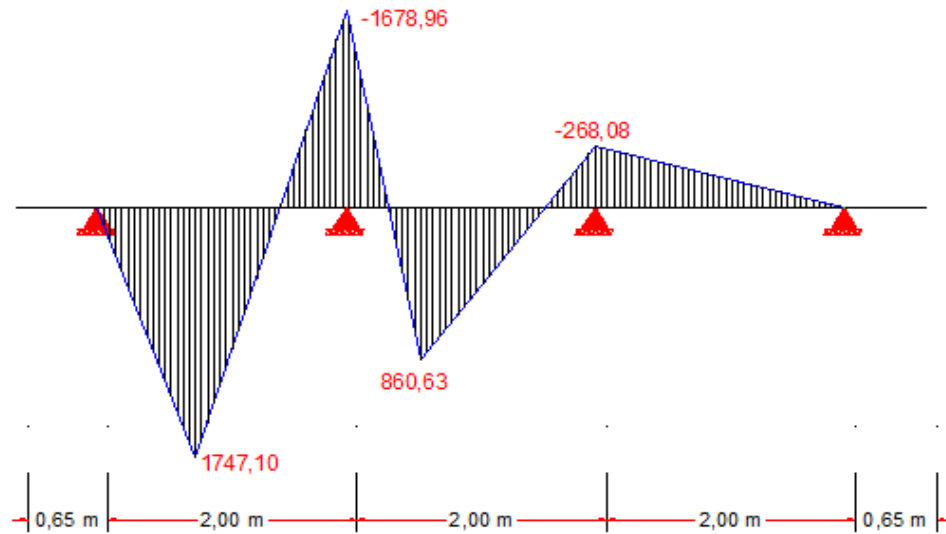
$$m = 1,2$$

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

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



Cargando al programa computacional SAP 2000 se tienen el siguiente diagrama:



Momentos por carga viva:

$$MLL_{max} (+) = 1747,1 \text{ Kg.m/m}$$

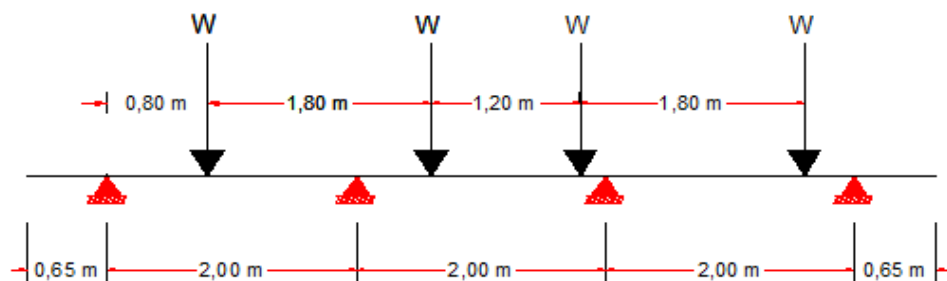
Posición del camión tipo para generar momento máximo positivo para 2 carriles cargac
Donde:

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

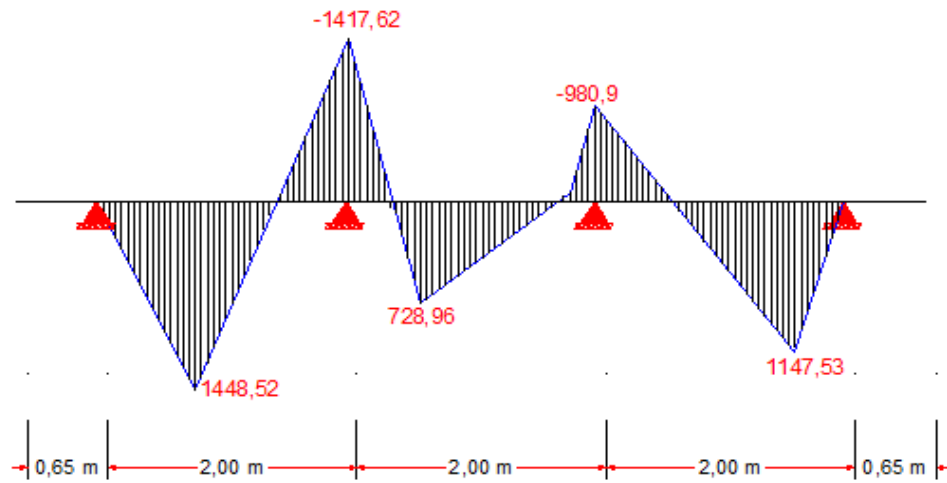
$$m = 1$$

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

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



Cargando al programa computacional SAP 2000 se tienen el siguiente diagrama:



Momentos por carga viva:

$$MLL_{max} (+) = 1448,52 \text{ Kg.m/m}$$

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

$$MLL_{max} (+) = 1747,10 \text{ Kg.m/m}$$

Hipótesis 2 (Momento máximo negativo)

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

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

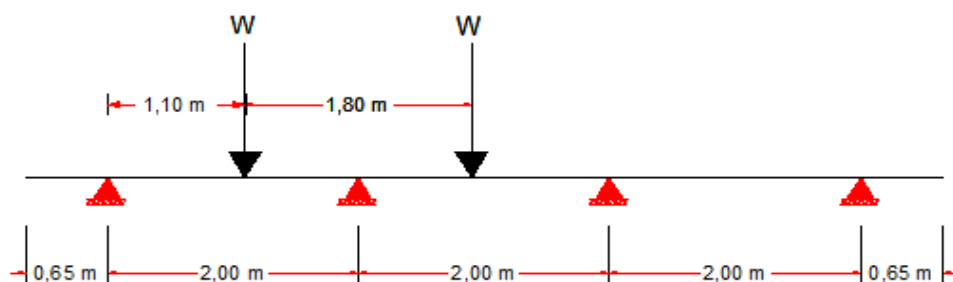
Donde:

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

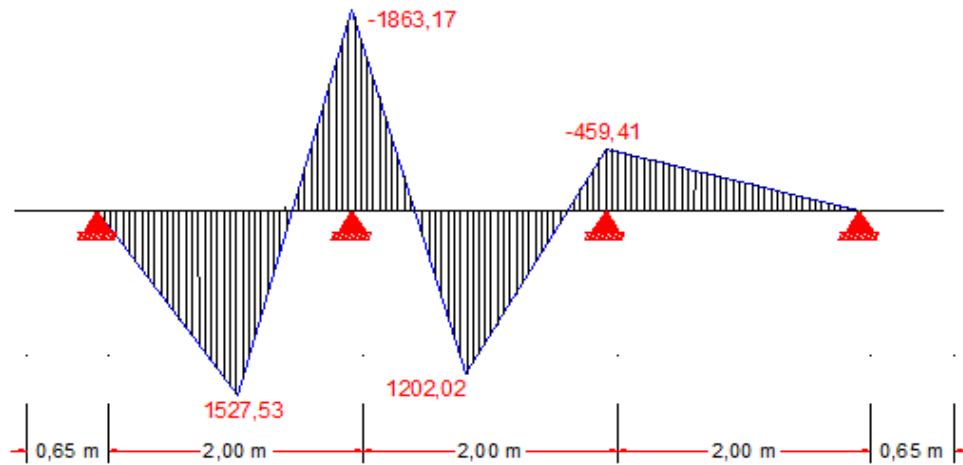
$$m = 1,2$$

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

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



Cargando al programa computacional SAP 2000 se tiene el siguiente diagrama:



Momentos por carga viva:

$$MLLmax (-) = -1863,17 \text{ Kg.m/m}$$

Resistencia I

Momento Máximo Positivo

$$MDCmax(+) = 211,20 \text{ Kg.m/m}$$

$$MLLmax(+) = 1747,10 \text{ Kg.m/m}$$

$$MIM = 576,54 \text{ Kg.m/m}$$

incremento por carga vehicular
dinámica 33%

Momento total por Carga Viva

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

$$M_{CV} = 2323,64 \text{ kg.m/m}$$

Momento de diseño

$$M_U = 1,25 * M_{DC} + 1,5 * M_{DW} + 1,75 * M_{CV} = 4366,38 \text{ Kg.m/m}$$

Momento Máximo Negativo

$$MDCmax(-) = -816,00 \text{ Kg.m/m}$$

$$MLLmax(-) = -1863,17 \text{ Kg.m/m}$$

$$MIM = -614,85 \text{ Kg.m/m}$$

incremento por carga vehicular
dinámica 33%

Momento total por Carga Viva

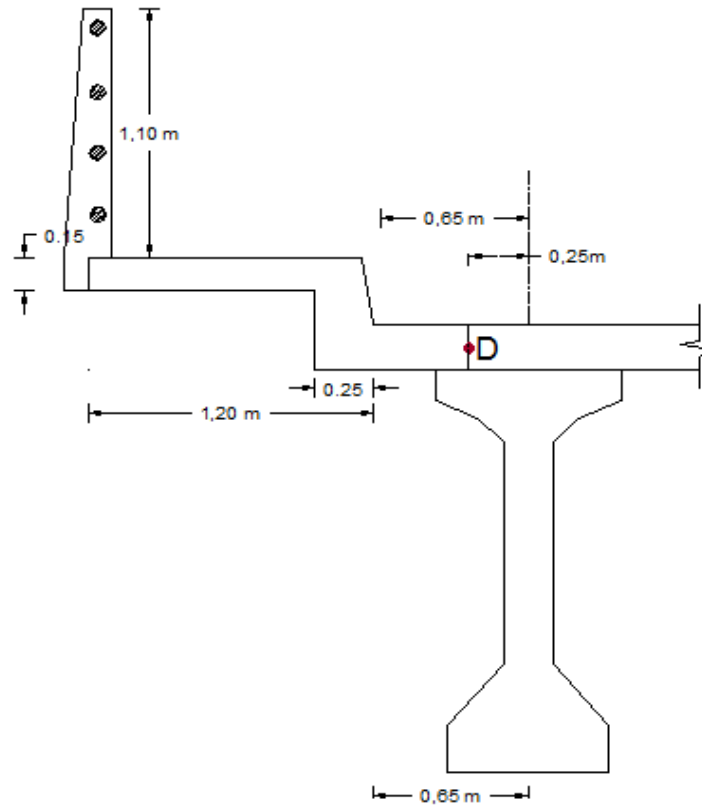
$$M_{CV} = M_{LL} + M_{IM}$$

$$M_{CV} = -2478,02 \text{ kg.m/m}$$

Momento de diseño

$$M_U = 1,25 * M_{DC} + 1,5 * M_{DW} + 1,75 * M_{CV} = -5415,55 \text{ Kg.m/m}$$

4.6.2- Analisis de la Losa Exterior



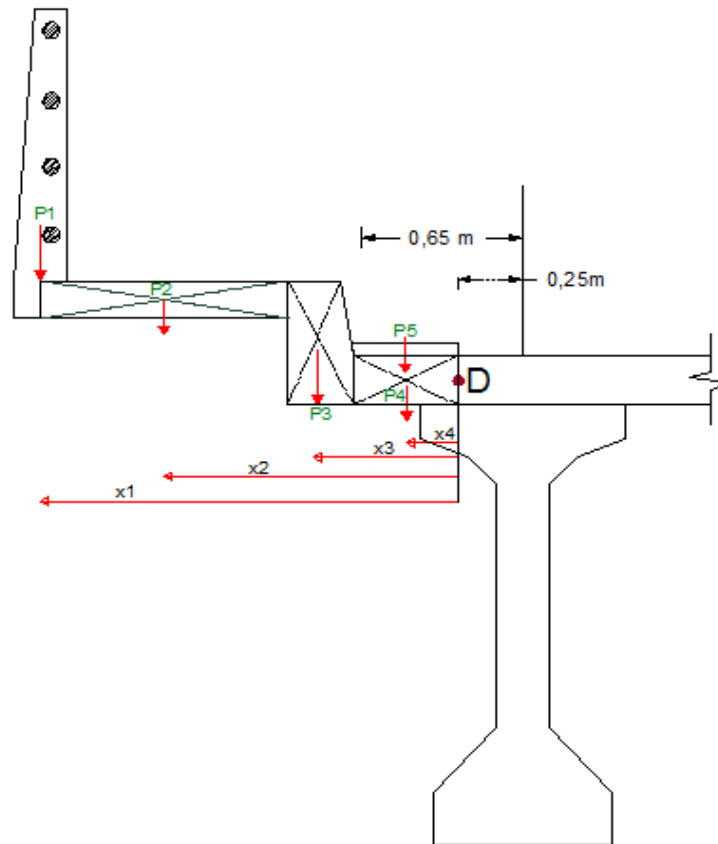
El reglamento AASHTO 2004 recomienda que para el diseño de las losas la línea centri de la rueda se suponga a 0.30 m de la cara del bordillo.
 Para el cálculo de momento se toma como sección crítica en el punto D.
 Para el vuelo del tablero se calcula momentos en el punto D a un tercio de la viga de H

Ancho de faja para la losa exterior.-

Tabla 4.6.2.1.3-1 – Fajas equivalentes

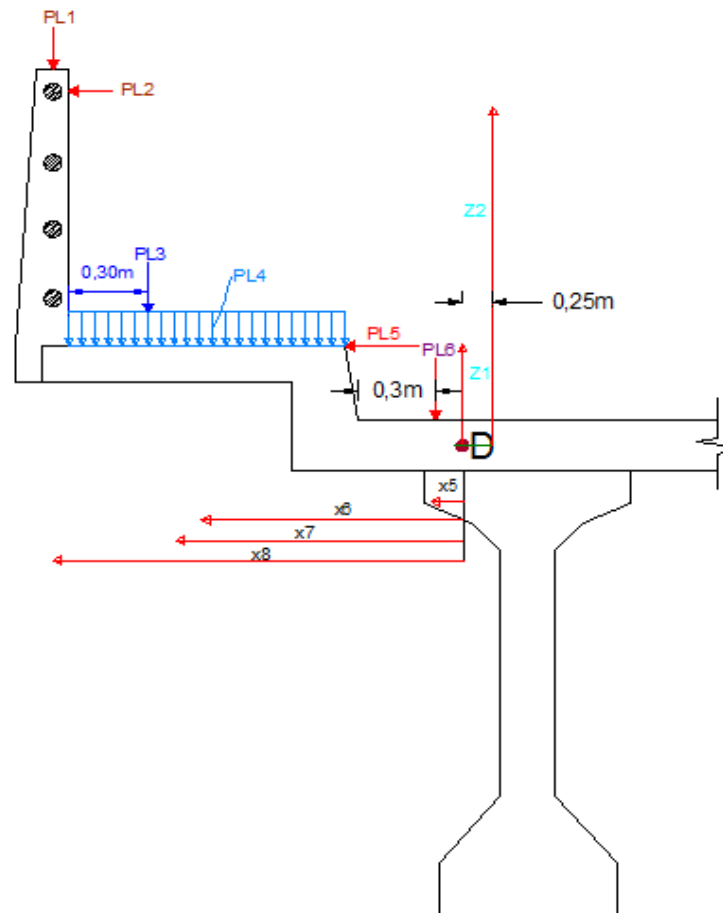
TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
Hormigón: • Colado in situ	Vuelo	1140 + 0,833Y

4.6.2.1.- Cargas Permanentes



P1=	59,92	kg/m	x1 =	1,60	m
P2=	342,00	kg/m	x2 =	1,13	m
P3=	300,00	kg/m	x3 =	0,525	m
P4=	192,00	kg/m	x4 =	0,200	m
P5=	71,5	kg/m	x4 =	0,200	m

4.6.2.2.- Sobrecargas



PL1 =	148,82	kg	x8 =	1,56	m
PL2 =	239,55	kg	z2 =	1,4125	m
PL3 =	1783,89	kg	x7 =	1,20	m
PL4 =	403,67	kg/m	x6 =	0,95	m
PL5 =	764,53	kg/m	z1 =	0,4	m
PL6 =	7390,42	kg	x5 =	0,1	m

Seccion de diseño

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

$$D = \frac{0,75\text{m}}{3} = 0,25\text{m} \leq 0,38\text{m}$$

$$D = 0,25 \text{ m}$$

El factor de presencia multiple es:

$$m = 1,2 \quad \text{Para un carril cargado}$$

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

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

$$M_{DC} = 676,52 \text{ kg.m/m}$$

Capa Rodadura

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

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

Sobrecargas

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

$$M_{LS} = 954,01 \text{ kg.m/m}$$

Carga choque lateral de un vehiculo

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

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

Carga rueda

$$M_{LL} = PL6*X5$$

$$M_{LL} = 739,04 \text{ kg.m}$$

Para que la carga viva sea por metro de longitud se lo divide entre ocho de faja equiva

Calculo del ancho de faja

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

Armadura principal perpendicular al trafico

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

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

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

Momento total por Carga Viva

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

$$M_{CV} = 2324,94 \text{ kg.m/m}$$

Momento ultimo de diseño (caso 1)

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

$$M_U = 4935,75 \text{ kg.m/m}$$

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

Peso propio

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

$$M_{DC} = 676,52 \text{ kg.m/m}$$

Capa Rodadura

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

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

Carga rueda delantera en la acera

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

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

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

Calculo del ancho de faja

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

Armadura principal perpendicular al trafico

$$X = 0,9 \text{ m}$$

$$E = 1889,7 \text{ mm} = 1,89 \text{ m}$$

$$M_{LL} = 359,37 \text{ kg.m/m} \quad M_{IM} = 448,59 \text{ kg.m/m}$$

Momento total por Carga Viva

$$M_{CV} = M_{LL} + M_{IM}$$
$$M_{CV} = 807,97 \text{ kg.m/m}$$

Momento ultimo de diseño (caso 2)

$$M_U = 1,25 * M_{DC} + 1,5 * M_{DW} + 1,75 M_{CV}$$
$$M_U = 4031,04 \text{ kg.m/m}$$

4.6.3.- Solicitaciones mayoradas

Losa Externa

Losa Interna

$$M_u (+) = 4366,38 \text{ kg.m/m}$$
$$M_u (-) = -4935,75 \text{ kg.m/m} \quad M_u (-) = -5415,55 \text{ kg.m/m}$$

Solo trabajaremos con las solicitaciones mas criticas y con esto calcularemos la armadura para toda la losa.

$$M_u (+) = 4366,38 \text{ kg.m/m}$$
$$M_u (-) = -5415,55 \text{ kg.m/m}$$

**4.6.4.- Calculo de la armadura de momentos positivo en la losa
Armaduras a flexión**

$M_u =$	436637,53	kg.cm	Momento último
$f'_c =$	280	kg/cm ²	Resistencia Característica del H°A°
$f_y =$	4200	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
$\rho_{min} =$	0,0018		cuantía mínima

Altura efectiva (d)

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

Altura de compresiones (a)

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_u}{f'_c * b * d^2}} \right) = 1,25 \quad \text{cm}$$

Armadura necesaria (As)

$$As_{nec} = \frac{0,85 * f'_c * b * a}{f_y} \quad As = 7,10 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima $As_{min} = \rho_{min} * b * d$

Cuantía mínima: $\rho_{min} = 0,0018$ para acero de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$As_{min} = 3,04 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Armadura máxima $As_{max} = \rho_{max} * b * d$

$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$ modulo de elasticidad del acero
 $\xi_c = 0,003$ deformación del hormigón

$$\text{Cuantía balanceada } \rho_b = 0,72 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{\xi_c}{\xi_c + \frac{f_y}{E_s}} = 0,028$$

$$\text{Cuantía máxima } \rho_{max} = 0,75 * \rho_b = 0,021$$

$$A_s \text{ máx.} = 35,79 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} \leq A_s \text{ nec} \leq A_s \text{ max}$$

como la armadura necesaria esta entre la mínima y la máxima se diseñara con la neces

$$A_s = 7,10 \text{ cm}^2 > A_s \text{ min} = 3,04 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ neces} = 7,10 \text{ cm}^2$$

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

Ø (mm)	Nº Fierros	AØ (cm ²)
12	7	7,917

Finalmente USAR:

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

Armadura de distribución (perpendicular a la armadura principal del trafico)

$$A_s = 7,10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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

$$D = \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\% \quad \phi = 12 \text{ mm}$$

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

Tomamos el 67 % para la armadura de distribución

$$\text{Adopto: } D = 0,67$$

$$A_{s \text{ distr.}} = D * A_s \quad A_{s \text{ distr}} = 4,76 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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

Finalmente USAR:

$$\phi \quad 12 \quad \text{mm} \quad \text{c/} \quad 20 \quad \text{cm}$$

4.6.7.- Cálculo de la armadura de momentos negativos en la losa

$M_u =$	541555,32	kg.cm	Momento último
$f_c =$	280	kg/cm ²	Resistencia Característica del H°A°
$f_y =$	4200	kg/cm ²	Resistencia Característica del Acero
$r =$	2,5	cm	Recubrimiento mínimo
$b =$	100	cm	Ancho de la sección
$h =$	20	cm	Altura
$\phi =$	16	mm	Diámetro adop. de barra
$\rho_{min} =$	0,0018		cuantía mínima

Altura efectiva (d)

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

Altura de compresiones (a)

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_u}{f'_c * b * d^2}} \right) = 1,59 \quad \text{cm}$$

Armadura necesaria (As)

$$As_{nec} = \frac{0,85 * f'_c * b * a}{f_y} \quad As = 9,01 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima $As_{min} = \rho_{min} * b * d$

Cuantía mínima: $\rho_{min} = 0,0018$ para acero de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$As_{min} = 3,01 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Armadura máxima $As_{max} = \rho_{max} * b * d$

$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$ modulo de elasticidad del acero
 $\xi_c = 0,003$ deformación del hormigón

$$\text{Cuantía balanceada } \rho_b = 0,72 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{\xi_c}{\xi_c + \frac{f_y}{E_s}} = 0,028$$

$$\text{Cuantía máxima } \rho_{max} = 0,75 * \rho_b = 0,021$$

$$As \text{ máx.} = 35,36 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ min} \leq As \text{ nec} \leq As \text{ max}$$

como la armadura necesaria esta entre la mínima y la máxima se diseñara con la neces

$$As = 9,01 \text{ cm}^2 > As \text{ min} = 3,01 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ neces} = 9,01 \text{ cm}^2$$

\emptyset (mm)	N° Fierros	A \emptyset (cm ²)
16	5	10,05

Finalmente USAR:

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

Armadura de distribución

$$As = 9,01 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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

$$D = \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\% \quad \phi = 16,00 \text{ mm}$$

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

Tomamos el 67 % para la armadura de distribución

$$\text{Adopto: } D = 0,67$$

$$As_{\text{distr.}} = D * As \quad As_{\text{distr}} = 7,73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

\emptyset (mm)	N° Fierros	A \emptyset (cm ² /m)
16	4	8,04

Finalmente USAR:

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

Resumen de la Armadura

As. Principal (+).- (Perpendicular al trafico). **Usamos 211 \emptyset 12 mm C/ 15 cm**

As. Secundaria (+).- (Paralela al trafico). **Usamos 37 \emptyset 12 mm C/ 20 cm**

As. Principal (-).- (Perpendicular al trafico). **Usamos 151 \emptyset 16 mm C/ 20 cm**

As. Secundaria (-).- (Paralela al trafico). **Usamos 31 \emptyset 16 mm C/ 25 cm**

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

Tenemos los siguientes datos para el diseño de la viga H°P° con armadura postesas con las dimensiones finales que nos servira diseñar con la Normativa ASTHO 2004

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	Espesor del alma
Vuelo =	0.65	m	Vuelo
N =	2.00	m	Numero de Carriles

4.7.1 Materiales

	LOSA		VIGA	
fc =	280	kg/cm ²	fc =	350 kg/cm ²
γ H°A° =	2400	kg/m ³	fy =	4200 kg/cm ²
γ C R =	2200	kg/m ³	Es =	1950000 kg/cm ²

4.7.2 Calculo 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.- 12.00 veces el espesor promedio de la losa, mas 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 separacion promedio de las vigas adyacentes.

$$be = S = 2.00 \quad m$$

Finalmente tomamos el menor valc **be** = 2.00 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:

$$b_e = \frac{L_c}{8} = 3.68 \text{ m}$$

2.- 6.00 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.

$$b_e = 6.00 * h_f + b_w = 1.4 \text{ m}$$

3.- El ancho del vuelo.

$$b_e = 0.65 \text{ m}$$

Finalmente tomamos el menor valor

$$b_e = 0.65 \text{ m}$$

4.7.3 Sección Homogenizada

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

Modulo de elasticidad del Hormigon

$$E_c = 15100 * \sqrt{f_c}$$

				Homogenizando:
$E_{c \text{ Losa}} =$	252671.30	kg/cm^2	}	$n = \frac{E_{c \text{ Losa}}}{E_{c \text{ Viga}}} = 0.89$
$E_{c \text{ Viga}} =$	282495.10	kg/cm^2		

si entonces el b sera :

$$b = n * b_e = 1.79 \text{ m}$$

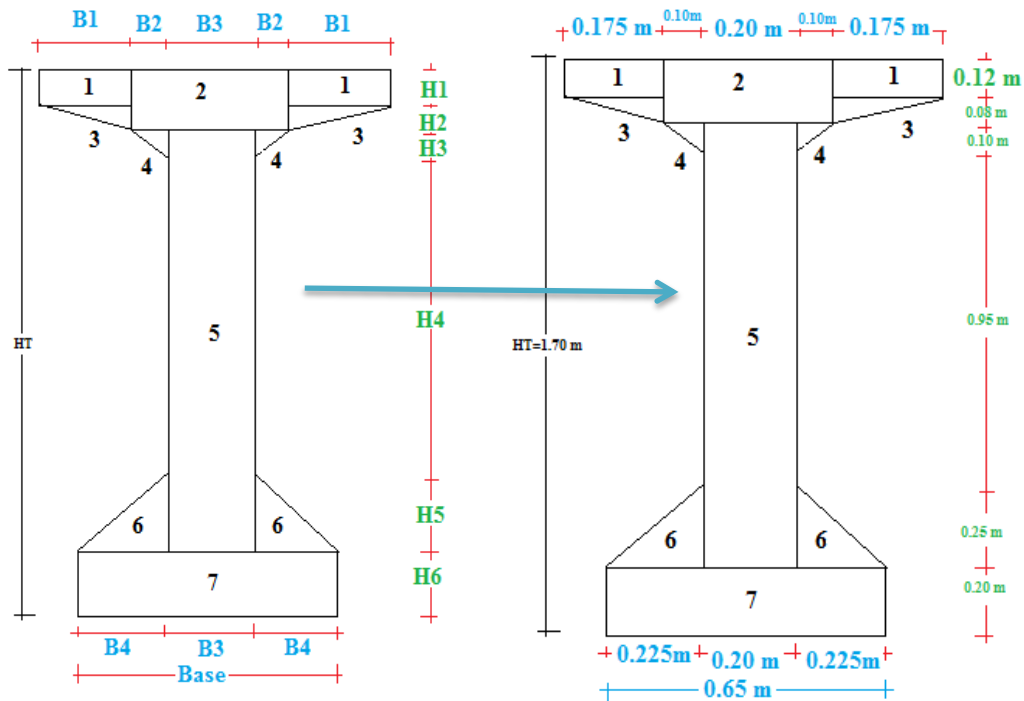
si b es una sección superior de la viga homogenizada con un valor de 1.79 m lo cual es mayor que la base ideal b_e .

A continuación vamos a calcular las propiedades geométricas de la sección elegida en este proyecto en el estado "0"

4.7.4.- Propiedades Geometricas de la Seccion en tiempo "o"
y tiempo infinito "∞"

4.7.4.1 Propiedades Geometricas Seccion en tiempo "o"

Dimensiones de la Seccion Neta en tiempo "o"

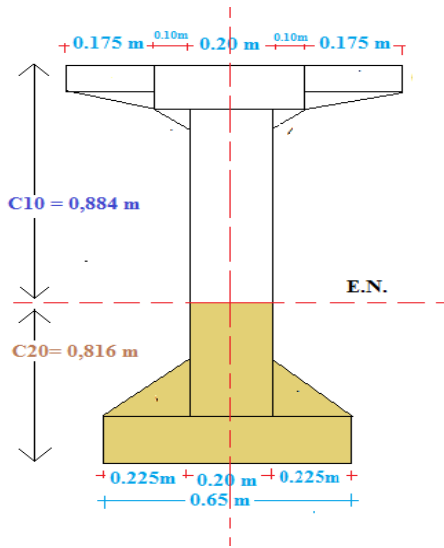


En la siguiente Tabla 4.7.1 se muestran las propiedades geometricas de la seccion neta en tiempo "o"

Propiedades Geometricas seccion neta en tiempo "o"

Fig	A	Yc	A*Yc	Ixc	d	A*d ²	Ixc+A*d ²
1	0.021	1.64	0.03444	0.0000252	0.82	0.01412	0.0141456
2	0.08	1.6	0.128	0.0002670	0.78	0.04867	0.048939
3	0.007	1.55	0.01085	0.000002	0.74	0.00383	0.0038352
4	0.005	1.47	0.00735	0.000003	0.65	0.00211	0.0021155
5	0.26	0.85	0.221	0.036617	0.03	0.00023	0.036851
6	0.028	0.28	0.00784	0.000098	0.53	0.00787	0.0079632
7	0.13	0.10	0.013	0.000433	0.72	0.06739	0.067825
1	0.021	1.64	0.03444	0.000025	0.82	0.01412	0.0141454
3	0.007	1.55	0.01085	0.000002	0.74	0.00383	0.0038352
4	0.005	1.47	0.00735	0.000003	0.65	0.00211	0.0021155
6	0.028	0.28	0.00784	0.000098	0.53	0.00787	0.0079632
$\Sigma A_o =$	0.592		$\Sigma A*Yc =$	0.48296		$\Sigma I_o =$	0.2097338

Resultados de la propiedad geometricas seccion neta en tiempo "o"



De la tabla anterior tenemos :

Ao=	0.592	m²
Io=	0.2097	m⁴
C1o=	0.884	m
C2o=	0.816	m
rxx=	0.600	m

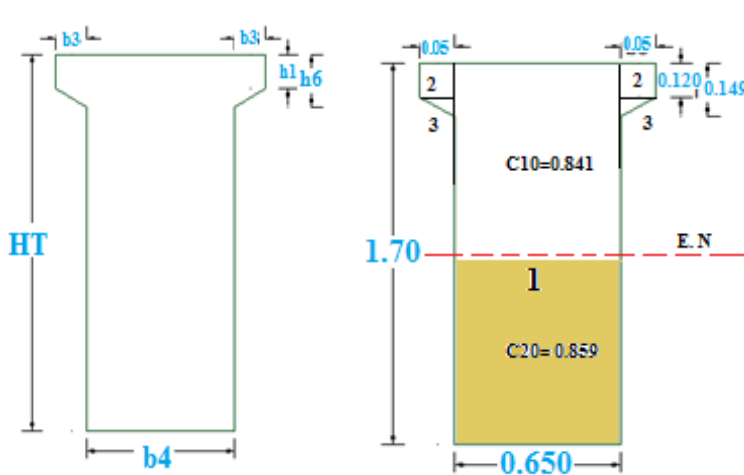
Altura Viga : 1.700 **m**
Base Viga = 0.650 **m**
be = 2.000 **m**

En la siguiente Tabla 4.7.2 se muestras las propiedades geometricas de la seccion de apoyo en tiempo "o"

Propiedades Geometricas seccion apoyo en tiempo "o"

Fig	A	Yc	A*Yc	Ixc	d	A*d ²	Ixc+A*d ²
1	1.105	0.85	0.93925	0.26612083	0.82	0.743	1.00912283
2	0.006	1.64	0.00984	0.0000072	0.78	0.00365	0.0036576
3	3.63E-05	1.57	5.69E-05	0.000004	0.74	2E-05	2.3851E-05
2	0.006	1.64	0.00984	0.0000072	0.65	0.00254	0.0025422
3	3.63E-05	1.57	5.69E-05	0.000004	0.6	1.3E-05	0.00001705
$\Sigma A_o=$	1.12	$\Sigma A_o Y_c=$	0.96			$\Sigma I_o=$	1.01536353

Resultados de la propiedad geometricas seccion apoyo en tiempo "o"



b3= 0.050 **m**
b4= 0.650 **m**
h1 = 0.120 **m**
h6 = 0.149 **m**
HT = 1.700 **m**

Ao =	1.12	m²
Io =	1.015	m⁴
C1o=	0.841	m
C2o=	0.859	m

4.7.4.2 Propiedades Geometricas Seccion en tiempo " ∞ "

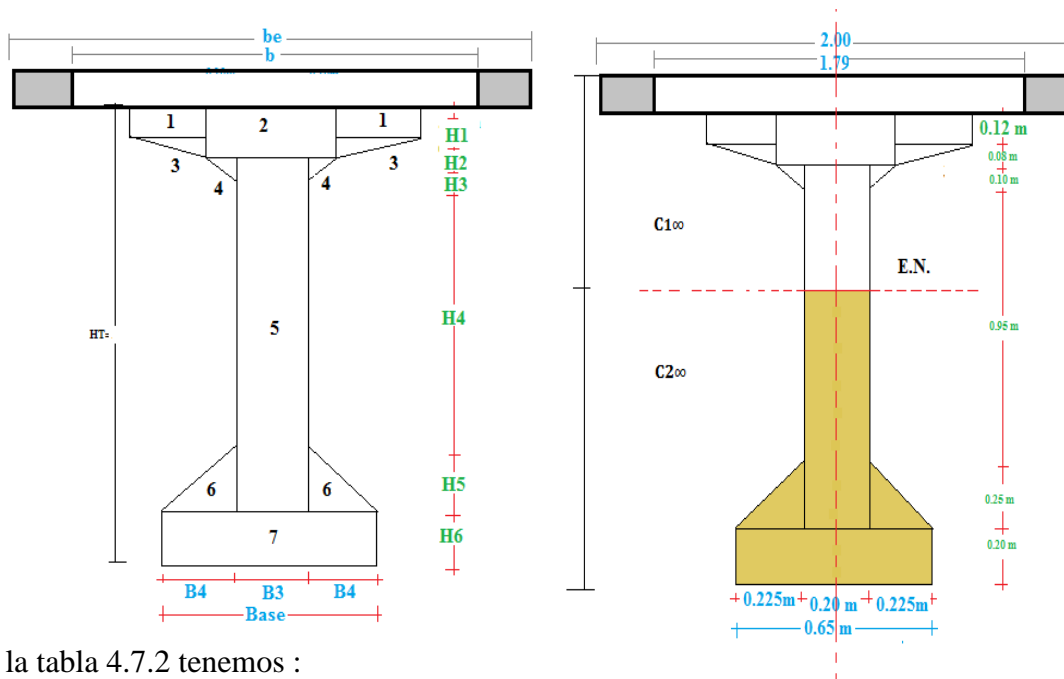
En la siguiente Tabla 4.7.1 se muestran las propiedades geometricas homogenizada o tiempo " ∞ "

Propiedades Geometricas seccion apoyo en tiempo " ∞ "

Fig	A	Yc	A*Yc	Ixc	d	A*d ²	Ixc+A*d ²
1o	0.592	0.82	0.48544	0.21001	0.33	0.06447	0.274
2 ∞	0.380	1.80	0.684	0.0011933	0.65	0.16055	0.162
ΣA_{∞}	0.972		1.169			ΣI_{∞}	0.4362

Resultados de la propiedad geometricas seccion homogenizada en tiempo " ∞ "

FIGURA N°4.7.2 Dimensiones de la Seccion en tiempo " ∞ "



De la tabla 4.7.2 tenemos :

A_{∞}	0.972	m^2
I_{∞}	0.4362	m^4
$C1_{\infty}$	0.70	m
$C2_{\infty}$	1.20	m

Altura de la seccion homogenizada	H_{∞}	=	1.9	m
	hf=HT	=	0.20	m
	be	=	2.00	m
	b	=	1.79	m

4.7.5.- Analisis de Cargas de las Vigas

4.7.5.1 Hacemos un analisis de cargas vivas de la viga tiempo "o" para momentos

Si :

Lc =	29400	mm	Longitud de calculo
S =	2000	mm	Separacion de vigas
ts =	20	cm	Espesor de la losa
A =	5920	cm²	Area de la viga en tiempo "o"
I =	20973380	cm⁴	Momento de Inercia
eg =	98.41	cm	Centro de Gravedad

De la normativa AASHTO 2004 tenemos la siguiente tabla de ecuaciones de distribucion para los momentos

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: $0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{Kg}{Lts^3}\right)^{0,1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
		Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,5} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{Kg}{Lts^3}\right)^{0,1}$	
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$

Fuente : Tabla 4.6.2.2.2b-1, normativa AASHTO LFRD-2004, pagina 4-36

Encontramos el valor de Kg para introducirlo ala formula de distribucion de sobre cargas

$$n = \frac{Ec \text{ Viga}}{Ec \text{ Losa}} = 1.12 \quad kg = n * (I + A * eg^2) = 87548530 \quad \text{cm}^4$$

$$gi = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0,30} * \left(\frac{Kg}{Lts^3}\right)^{0,10} = 0.36 \quad \text{Un carril diseño}$$

$$gi = 0.075 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0,30} * \left(\frac{Kg}{Lts^3}\right)^{0,10} = 0.50 \quad \text{Dos carril diseño}$$

Ya tenemos los valores de distribucion por sobrecargas por carril para momentos en vigas interiores, a contiuacion calculamos para vigas exteriores, tenemos las siguientes tablas de formulas de la normativa AASHTO LFRD - 2004

Según las formulas siguiente tenemos que encontrar e y g para dos carriles de diseño cargados para la distribución adecuada de las sobre cargas de las vigas exteriores.

Distribucion de sobre cargas por carril para momentos 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	$g = e g_{interior}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			$e = 0,77 + \frac{d_e}{2800}$	
			Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$

Fuente : Tabla 4.6.2.2d-1, normativa AASHTO LFRD-2004, pagina 4-40

Si: $d_e = 650$ mm Distancia entre el alma exterior de una viga exterior eel bo interior de un cordón o barrera para el tráfico.

$$e = 0.77 + \frac{de}{2800} = 1.002 \text{ mm}$$

$$e = e * (gi)_{interior} = 0.500 \text{ Dos carriles de diseños cargados}$$

4.7.5.2 Hacemos un analisis de cargas vivas de la viga tiempo "o" para cortes

La siguiente tabla con formulas, calculamos gi para cortantes en ambos casos con un carril con dos carriles para vigas interiores:

Distribucion de sobre cargas por carril para corte y 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	$0,36 + \frac{S}{7600}$	$0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2,0}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $110 \leq t_r \leq 300$ $N_b \geq 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$

Fuente : Tabla 4.6.2.2.3a-1, normativa AASHTO LFRD-2004, pagina 4-43

Si : $S = 2000$ mm Separacion de Vigas

$$gi = 0.36 + \frac{S}{7600} = 0.623158 \text{ Un carril de diseño cargado}$$

$$g_i = 0.2 + \frac{S}{7600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2.0} = 0.721 \quad \text{Dos carriles de diseño cargados}$$

La siguiente tabla con formulas, calculamos g y e para cortantes en ambos casos con un carril y con dos carriles para vigas exteriores:

Distribucion de sobre cagas por carril para corte en vigas exteriores

<i>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 hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón</i>	<i>a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad</i>	<i>Ley de momentos</i>	$g = e g_{interior}$ $e = 0.6 + \frac{d_e}{3000}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			<i>Ley de momentos</i>	$N_s = 3$

Fuente:

1.- Tabla 4.6.2.2.3b-1 (Especificaciones AASHTO LRFD, 2007)

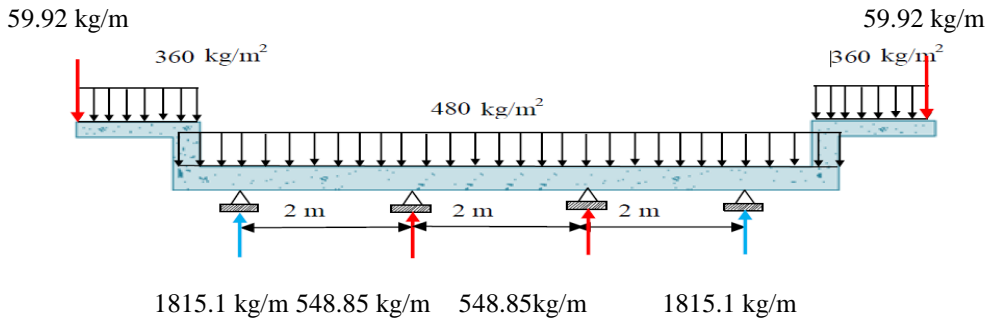
de= 650 mm Distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el bo interior de un cordón o barrera para el tráfico

$$e = 0.60 + \frac{de}{3000} = 0.817 \quad \text{De un carril de diseño cargado}$$

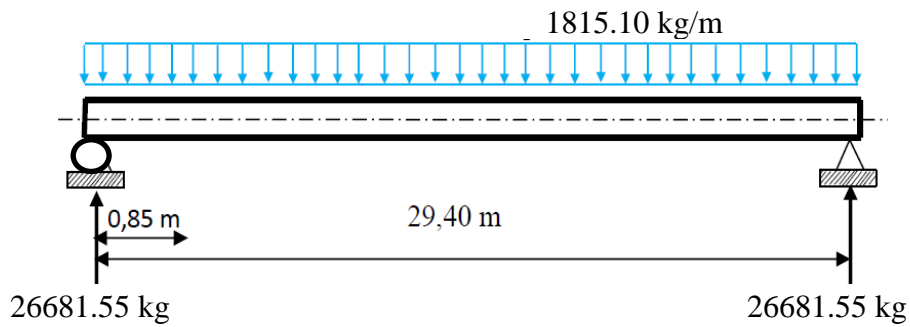
$$e = e * (g_i)_{interior} = 0.407 \quad \text{De dos carriles de diseño cargados}$$

4.7.6 Calculo Momentos y Cortantes de Cargas Permanentes

1) Carga peso propio : Poste , Baranda, Acera, Bordillo y Losa

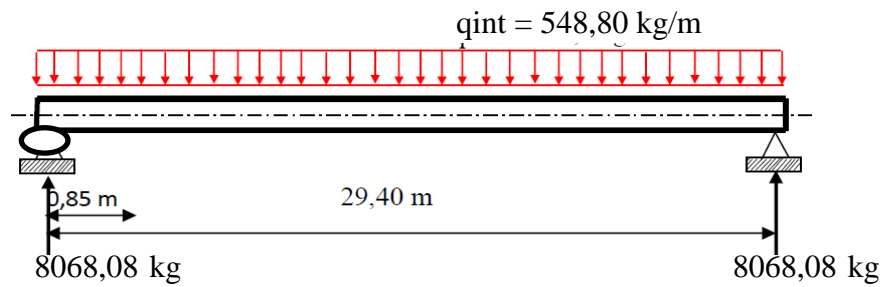


Viga Exterior



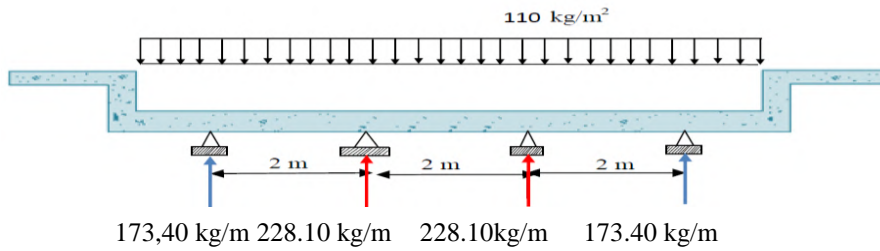
VDC =	25138.74 kg	Cortante h/2 =	0.85	m
MDC =	196109.37 kg.m			

Viga Interior

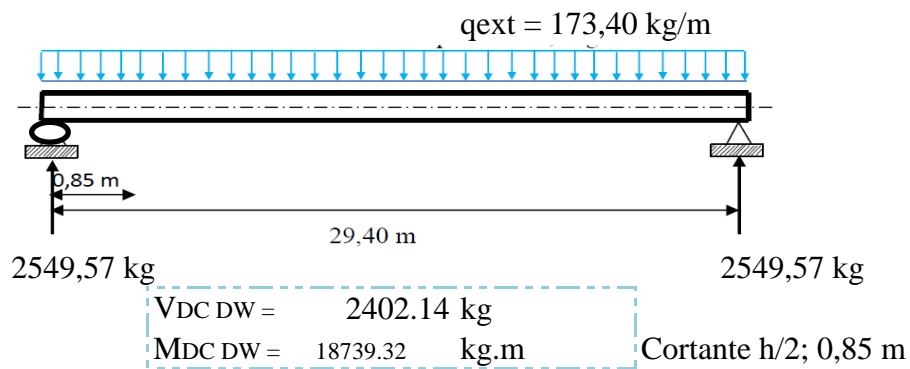


VDC =	7601.56 kg	cortante h/2 :	0.85 m
MDC =	59300.37 kg.m		

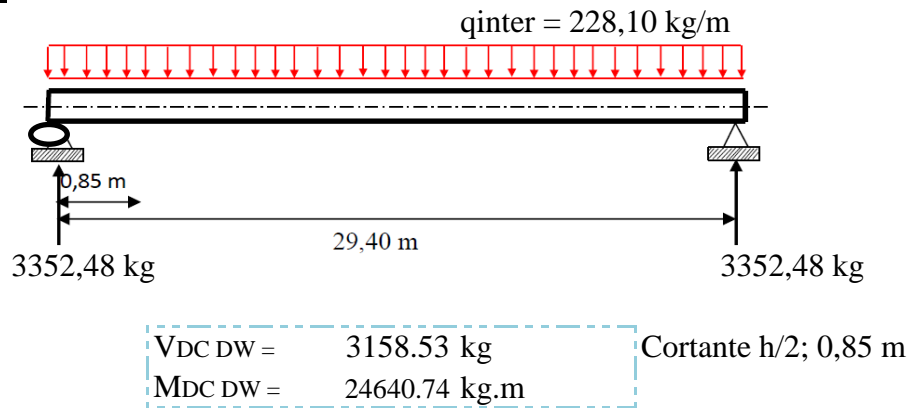
2) Carga peso propio de la Capa de Rodadura



Vigas Exterior

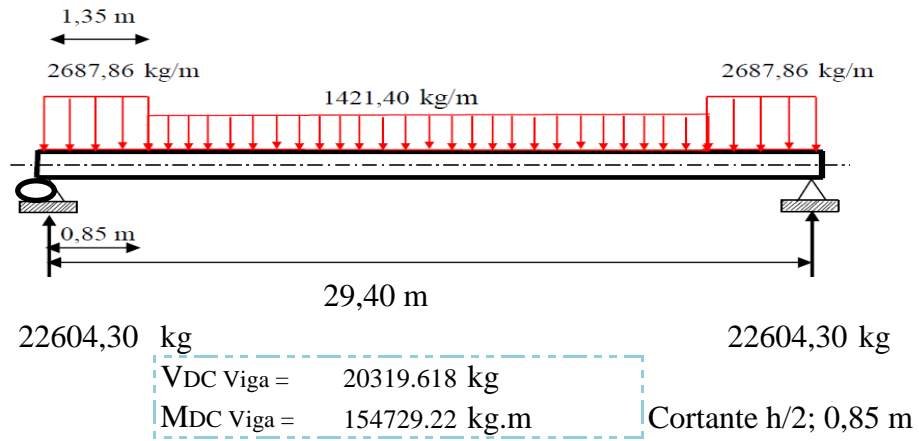


Vigas Interior

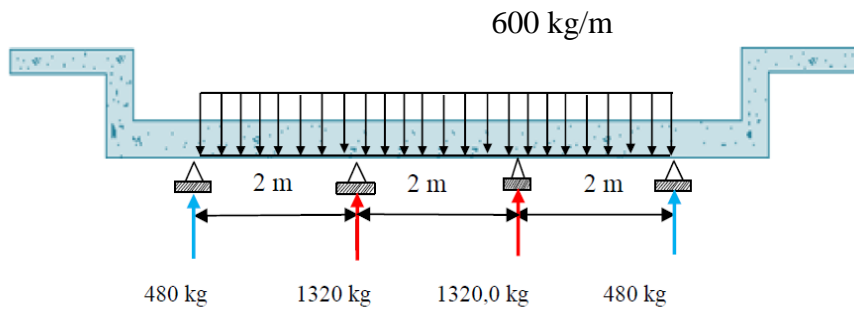


3) Peso Propio dela Viga

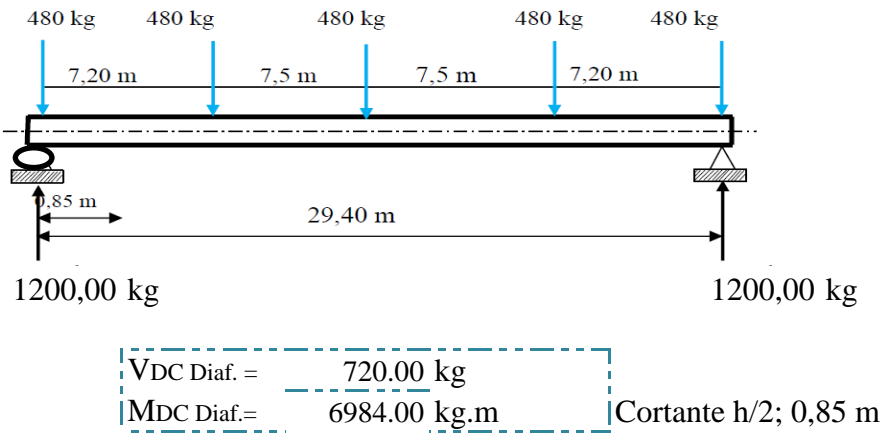
Seccion Apoyo =	1.12	m ²
$q_{pp.viga}$ =	1421,40	kg/m
$q_{pp.apoyo}$ =	2687,86	kg/m



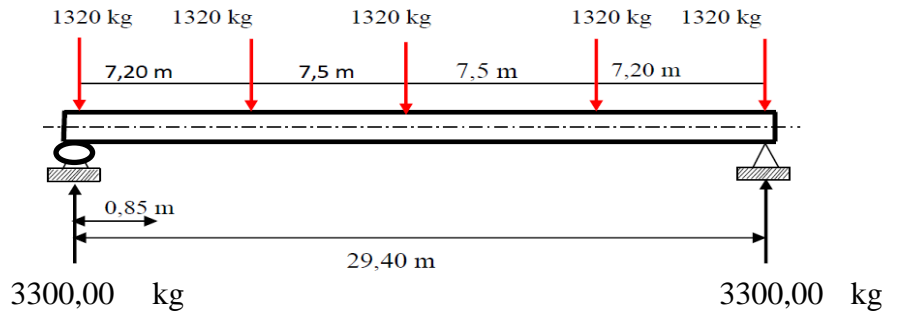
Peso Diafragma



Viga Exterior



Viga Interior



VDC Diaf. = 1980.00 kg
 MDC Diaf.= 19206 kg.m Cortante h/2: 0,85 m

Resumen de los Momentos y Cortantes de las Cargas Permanentes

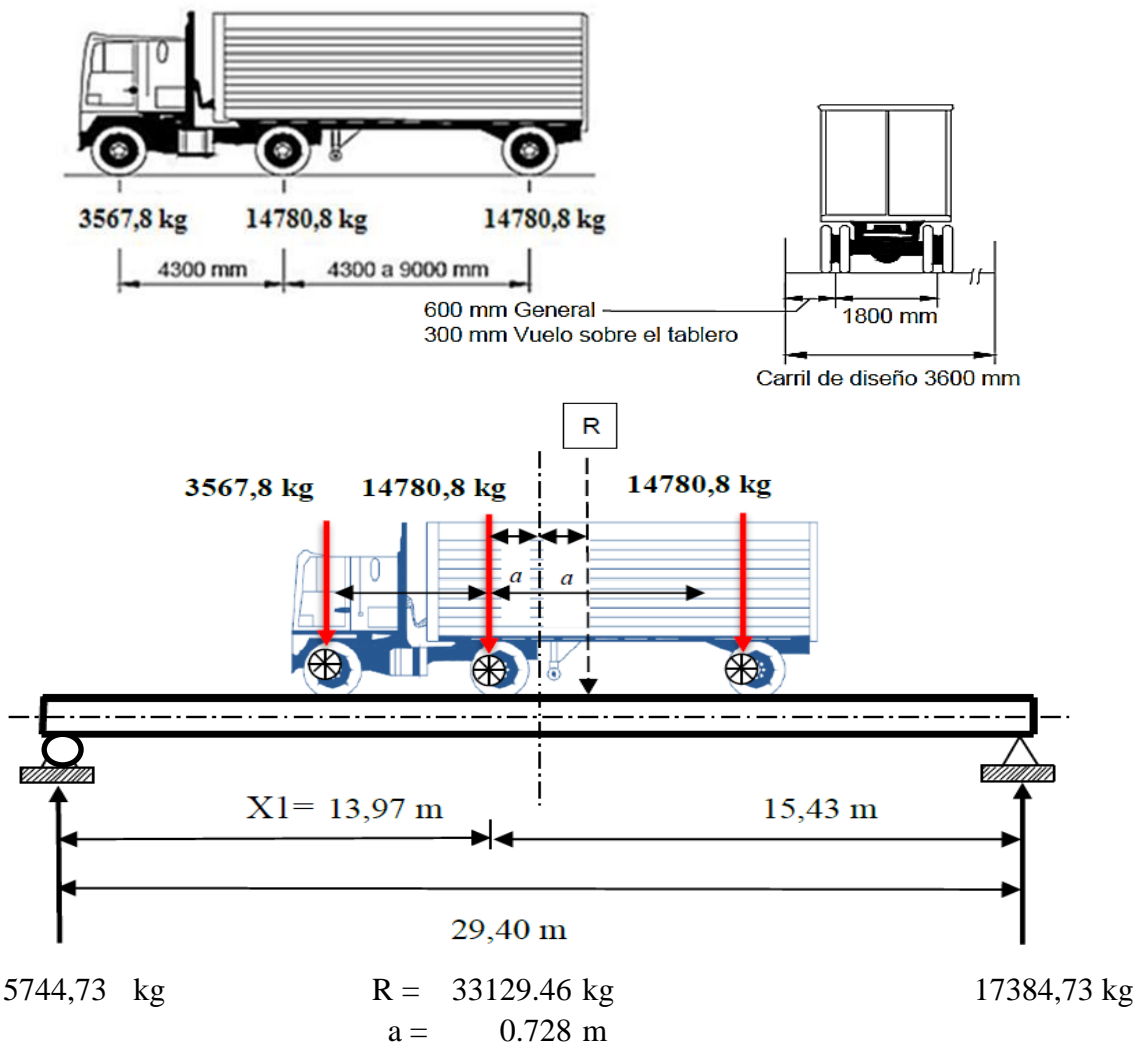
Compo.	M. Viga Int. (kg.m)	M.Viga Ext(kg.m)	V.Viga Int. (kg)	V.Viga Ext. (kg)
DC	59300.37	196109.4	7601.56	25138.74
CD Viga	154729.22	154729.2	20319.618	20319.618
CD Diaf.	19206.00	6984	1980	720.00
\sum CD =	233235.59	357822.6	29901.178	46178.358
CD Rod	24640.74	18739.32	3158.53	2402.14
\sum CDt =	257876.33	376561.91	33059.708	48580.498

4.7.7 Carga Viva

4.7.7.1 Momentos de la Carga Viva

Camion de Diseño

El camion de diseño es el tipico semitrailer: el eje frontal es de 35 kN(3567.80 kg) seguido a 4.30 m de un eje de 145 kn (14780.80kg) y finalmente un eje posterior de 145 kN (14780,80kg) que esta ubicado a una distancia variable de 4,30 m a 9.00m Este camion de diseño ha sido usado por AASHTO (1996)



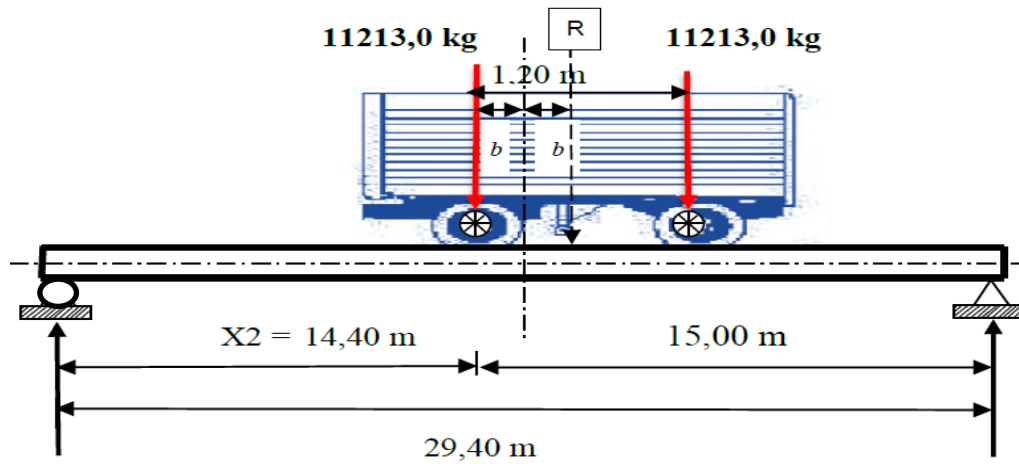
El Momento Maximo ocurre bajo la carga mas cercana ala Resultante, X1 del apoyo izquierdo.

Entonces el momento Maximo debido al camion es igual :

$$MLL = 204648.7 \text{ kg.m}$$

Tandem de Diseño

La segunda configuracion es el camion tandem de diseño. Consiste en dos ejes de 110 Kn (11213,00kg) espaciados a 1.20 m.



$$10984.21 \text{ kg}$$

$$11441.89 \text{ kg}$$

$$R = 22426.10 \text{ kg}$$

$$b = 0.30 \text{ m}$$

El Momento Maximo ocurre bajo la carga mas cercana ala Resultante, a X2 del apoyo izquierdo.

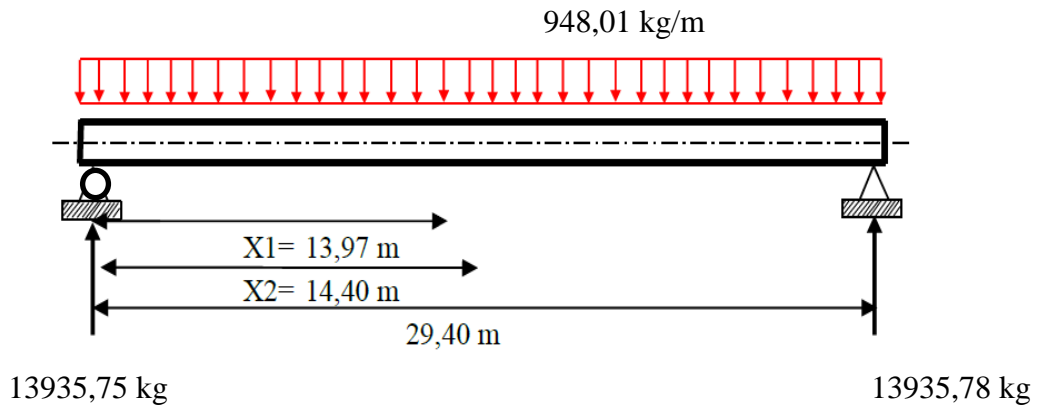
Entonces el momento Maximo debido al Tandem es igual :

$$MLL = 158172.63 \text{ kg.m}$$

Carga de Carril

La tercea carga es la linea de diseño que consiste en una carga distribuida de 9.3N/mm (948,01 kg/m) y se asume que ocupa una reion de 3.00 m transversalmente.

Esta carga es similar a la linea 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

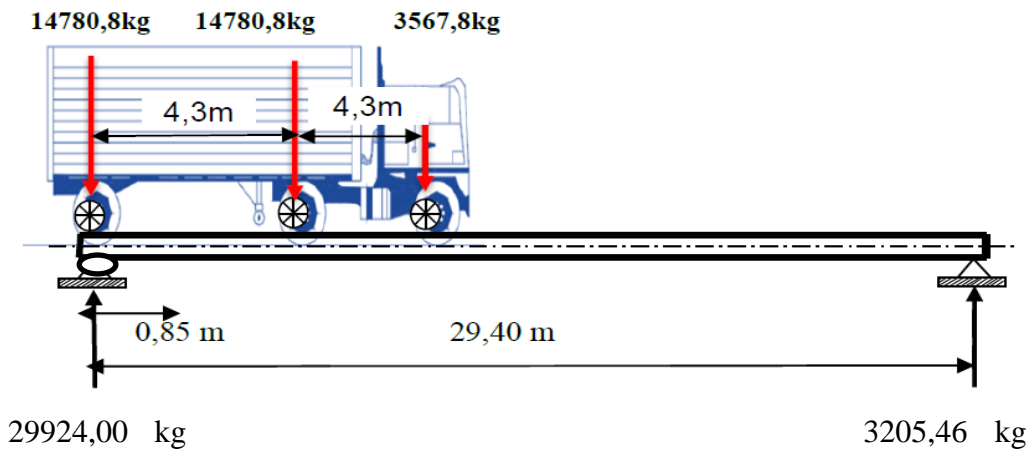
$$MLL = 102176.98 \text{ kg.m}$$

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

$$MLL = 102385.32 \text{ kg.m}$$

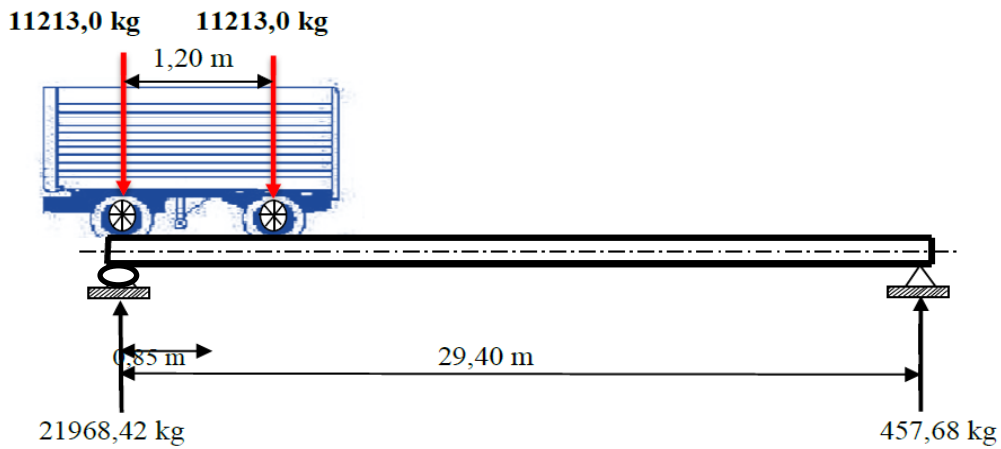
4.7.7.2 Cortantes de la Carga Viva

Carga de Camion



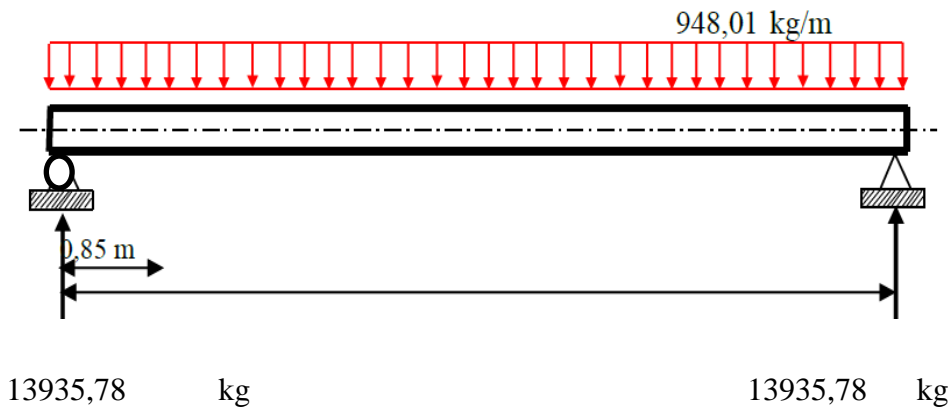
$$\text{Cortante a una distancia } h/2 = 15143.16 \text{ kg}$$

Carga de Tandem



Cortante a una distancia $h/2 = 10755.37 \text{ kg}$

Carga de Carril



Cortante a una distancia $h/2 = 13129.97 \text{ kg}$

Resumen de los Momentos y Cortantes de las Sobrecargas

Compo.	M.Viga (kg.m)	V.Vig (kg)
CV Camion	204648.7	15143.16
CV Carril	102177	13129.97
$\Sigma CV =$	306825.7	28273.13

Compo.	M.Viga (kg.m)	V.Viga (kg)
CV Tandem	158172.63	10755.37
CV Carril	102385.32	13129.97
$\Sigma CD =$	260557.95	23885.34

Resumen de factores de distribucion

Factores de Distribuc.	M. Viga Int. (kg.m)	M.Viga Ext.	V.Viga Int.	V.Viga Ext.
	0.50	0.50	0.721	0.407

Mediante la tabla de momentos y cortantes de las sobrecargas vivas aplicamos factores de distribucion para vigas internas e externas **se elige el mayor**:

Componentes	M.Viga Int (kg.m)	M.Viga Ext (kg)	V.Viga Int. (kg.m)	V.Viga Ext (kg)
CV Camion	102006.10	102324.4	10912.43	6164.22
CV Carril	50929.59	51088.49	9461.69	5344.73
$\Sigma CV =$	152935.69	153412.8	20374.13	11509

En la siguiente tabla tenemos los factores de carga según la normativa AASHTO LRDF 2004, en diferentes resistencia y servicio.

Factores de Carga

Estado	MDC	MDW	MCV
Resistencia	1.25	1.50	1.75
ResistenciaII	1.25	1.50	0.00
ResistenciaV	1.25	1.40	1.35
Servicio I	1.00	1.00	1.00

Calculamos los Momentos Maximos y Cortantes Maximos con los factores de cargas en el estado tiempo **T= 0**.

Momentos Maximo Factorados T = 0

ESTADO	MDC	MDW	MCV	MIM	Mu(kg.m)
Mo (kg.m)	154729.22	0.00	0.00	0.00	154729.22
Resistencia I	193411.53	0.00	0.00	0.00	193411.525
Resistencia III	193411.53	0.00	0.00	0.00	193411.525
Resistencia V	193411.53	0.00	0.00	0.00	193411.525
Servicio I	154729.22	0.00	0.00	0.00	154729.22

En la tabla a continuacion calculamos los **Cortantes Maximos** de la vigas tomando en cuenta los factores de carga, de la normativa AASHTO LRFD 2004.

Cortantes Maximo Factorados T = 0

ESTADO	VDC	VDW	VCV	V _{IM}	Vu(kg.m)
Vo (kg)	20319.618	0.00	0.00	0.00	20319.618
Resistencia I	25399.523	0.00	0.00	0.00	25399.5225
Resistencia III	25399.523	0.00	0.00	0.00	25399.5225
Resistencia V	25399.523	0.00	0.00	0.00	25399.5225
Servicio I	20319.618	0.00	0.00	0.00	20319.618

Calculamos los Momentos Maximos y Cortantes Maximos en el estado
T = ∞, con los factores de Cargas.

Momentos Maximo Factorados (Viga Interior) T = ∞

ESTADO	MDC	MDW	MCV	M _{IM}	Mu(kg.m)
Mo (kg)	233235.59	24640.74	152935.69	41068.80	451880.82
Resistencia I	291544.49	36961.11	267637.46	41068.80	637211.85
Resistencia III	291544.49	36961.11	0.00	0.00	328505.60
Resistencia V	291544.49	34497.04	206463.18	41068.80	573573.50
Servicio I	233235.59	24640.74	152935.69	41068.80	451880.82

Momentos Maximo Factorados (Viga Exterior) T = ∞

ESTADO	MDC	MDW	MCV	M _{IM}	Mu(kg.m)
Mo (kg)	357822.59	18739.32	153412.84	41156.80	571131.55
Resistencia I	447278.24	28108.98	268472.47	41156.80	785016.49
Resistencia III	447278.24	28108.98	0.00	0.00	475387.22
Resistencia V	447278.24	26235.05	207107.33	41156.80	721777.42
Servicio I	357822.59	18739.32	153412.84	41156.80	571131.55

Cortante Maximo Factorados (Viga Interior) T = ∞

ESTADO	VDC	VDW	VCV	V _{IM}	Vu(kg.m)
Vo (kg)	29901.178	3158.53	20374.13	3601.10	57034.93
Resistencia I	37376.473	4737.80	35654.72	3601.10	81370.09
Resistencia III	37376.473	4737.80	0.00	0.00	42114.27
Resistencia V	37376.473	4421.94	27505.07	3601.10	72904.59
Servicio I	29901.178	3158.53	20374.13	3601.10	57034.93

Cortante Maximo Factorados (Viga Exterior) $T = \infty$

ESTADO	VDC	VDW	VCV	V _{IM}	Vu(kg.m)
Vo (kg)	46178.358	2402.14	2402.14	2940.90	53923.54
Resistencia I	57722.948	3603.21	4203.75	2940.90	68470.80
Resistencia III	57722.948	3603.21	0.00	0.00	61326.16
Resistencia V	57722.948	3363.00	3242.89	2940.90	67269.73
Servicio I	46178.358	2402.14	2402.14	2940.90	53923.54

Analisis y Resumen

Una vez ya obtenidos los calculos de momentos y cortantes tanto como en la viga interior como la exterior factorando con factores de cargas y tambien con los factores de distribucion para hallar los momentos para cada viga exterior e interior.

Ahora seleccionamos los valores para $T = \infty$ los Momentos y Cortantes Ultimos para su calculo de los Siguietes Puntos:

1) Para estado de Servivio para el calculo de la Fuerza de Pretensado Inicial

$$\begin{aligned} \mathbf{Mu\ ext} &= 571131.55 \text{ kg.m} && \text{El momento de la viga exterior es mayor} \\ \mathbf{Mu\ int} &= 451880.82 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

2) Para el Estado de Resistencia I y obtener la Armadura

$$\begin{aligned} \mathbf{Mu\ ext} &= 785016.49 \text{ kg.m} && \text{El momento de la viga exterior es mayor} \\ \mathbf{Mu\ int} &= 637211.85 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

3) Para el Estado de Resistencia I

$$\begin{aligned} \mathbf{Vu\ ext} &= 68470.80 \text{ kg} && \text{El cortante de la viga interior es mayor} \\ \mathbf{Vu\ int} &= 81370.09 \text{ kg} \end{aligned}$$

Calculo de los Esfuerzo Permisibles

Para el analisis de condiciones para la viga en estado $T=0$ y $T= \infty$, en resistencia del concreto al momento de la transferencias tenemos:

Si :

$$f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} f'ci &= 0.70 * f'c = 245 \text{ kg/cm}^2 && \text{Resistencia del concreto al momento} \\ fci &= 2450000 \text{ kg/m}^2 && \text{de la transferencia} \end{aligned}$$

1) Esfuerzo permisible inmediatamente despues de la transferencia.

Seccion de la viga para el $T = 0$

Fibra Superior Tension

$$fti = 0.80 * \sqrt{f'ci \left(\frac{kg}{cm^2}\right)}$$

$$fti = 12.52198 \text{ kg/cm}^2$$

$$fti = 125219.81 \text{ kg/m}^2$$

Fibra Inferior Compresion

$$fci = -0.60 * f'ci \left(\frac{kg}{cm^2}\right)$$

$$fci = -147.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$fci = -1470000 \text{ kg/m}^2$$

2) Esfuerzo permisible bajo carga de Servicio, despues de todas las Perdidas

Seccion de la viga para el $T = \infty$

Fibra Superior Tension

$$fcs = -0.45 * f'c \left(\frac{kg}{cm^2}\right)$$

$$fcs = -157.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$fcs = -1575000.00 \text{ kg/m}^2$$

Fibra Inferior Compresion

$$fts = 1.6 * \sqrt{f'c \left(\frac{kg}{cm^2}\right)}$$

$$fts = 29.93 \text{ kg/cm}^2$$

$$fts = 299332.59 \text{ kg/m}^2$$

4.7.8 Determinacion de la Fuerza de Pretensado

Las fuerzas de pretensados seran calculados con las formulas ya especificadas en la parte teorica, para las fibras superiores e inferiores , en tiempo $T=0$ y $T = \infty$:

Si :	Tiempo $T = 0$	Tiempo $T = \infty$
	$C1_0 = 0.884 \text{ m}$	$C1_\infty = 0.70 \text{ m}$
	$C2_0 = 0.816 \text{ m}$	$C2_\infty = 1.20 \text{ m}$
	$e_0 = 0.580 \text{ m}$	$e_\infty = 0.91 \text{ m}$
	$A_0 = 0.592 \text{ m}^2$	$A_\infty = 0.972 \text{ m}^2$
	$I_0 = 0.2097 \text{ m}^4$	$I_\infty = 0.4362 \text{ m}^4$
	$\mu_0 = 154729.22 \text{ kg.m}$	$\mu_\infty = 571132 \text{ kg.m}$
	$f_{ti} = 125219.81 \text{ kg/m}^2$	$n = 0.89$
	$f_{ci} = -1470000 \text{ kg/m}^2$	$f_{cs} = -1575000.00$
		$f_{ts} = 299332.59$

Calculamos las fibras en tiempo $T = 0$:

Fibra superior Tension

$$P_o \leq \left(\frac{M_o * C1_0}{I_0} + f_{ti} \right) / \left(\frac{e_0 * C1_0}{I_0} - \frac{1}{A_0} \right)$$

$$P_o \leq 1028527.76 \text{ kg}$$

Fibra inferior Compresion

$$P_o \leq \left(\frac{M_o * C2_0 - f_{ci}}{I_0} + \frac{1}{A_0} \right)$$

$$P_o \leq 525153.52 \text{ kg}$$

Calculamos las fibras en tiempo $T = \infty$:

Fibra superior Compresion

$$P_o \geq \left(\frac{M_t * C1_\infty}{I_\infty} + f_{cs} \right) / \left(n * \left(\frac{e_\infty * C1_\infty}{I_\infty} - \frac{1}{A_\infty} \right) \right)$$

$$P_o \geq -1743370 \text{ kg}$$

Fibra inferior Tension

$$P_o \geq \left(\frac{M_t * C2_\infty - f_{ts}}{I_\infty} \right) / \left(n * \left(\frac{e_\infty * C2_\infty}{I_\infty} + \frac{1}{A_\infty} \right) \right)$$

$$P_o \geq 403115.3147 \text{ kg}$$

Conjunto Solucion



En la inequacion se ve un conjunto solucion dentro 525153.52 kg entre el valor de 450696.63 kg, la fuerza de pretensado de los torones, tiene que estar en este rango.

Determinacion de la fuerza de Pretensado Final

Tenemos que tener en cuenta las especificaciones tecnicas del toron a usar :

Grado	Diametro (Pulg.)	Area de Torones (cm ²)	fpu (kg/cm ²)
270.00	0.500	0.987	18980.00

Entonces tenemos la formula de la fuerza del toron:

$$P_{toron} = 0.74 * fpu * At$$

La Fuerza por toron es:

$$P_{toron} = 0.74 * \frac{18980Kg}{cm^2} * 0.987cm^2 = 13862.6124 \text{ kg}$$

De conjunto solucion tenemos dos valores , dentro los cuales utilizaremos para encontrar el numero de torones a emplear

$$\frac{403115.3}{13862.61} \leq N^{\circ} \leq \frac{525153.52}{13862.61}$$

$$29 \leq N^{\circ} \leq 38 \longrightarrow N^{\circ}t = 36$$

Entonces tenemos dos valores extremos en una inequacion , finalmente elegimos el promedio de los dos resultados, y adoptamos un valor promedio de 36 torones , se colocara 3 vainas cada una entrara 12 torones por una viga, para 4 vigas seria 144 torones y 12 vainas

$$P_{oFinal} = P_{toron} * N^{\circ} \quad \text{Fuerza de Pretensado Final}$$

$$P_{oFinal} = 13862.612kg * 36 = 499054.046 \text{ kg}$$

$$P_o = 499054.046 \text{ kg}$$

$$\text{Si : } 403115.3 \leq 499054 \leq 525153.52 \quad \text{ok..}$$

El valor de Po Final esta dentro del conjunto solucion de las fuerzas de pretensados calculados tenemos un valor optimizado 499054.05 kg es decir que esta cerca de los 525153.52 kg. El Area de pretensado final seria:

$$AtT = N^{\circ}tor.* At = 36 * 0.987cm^2 = 35.532 \text{ cm}^2$$

4.7.9 Calculo de Excentricidades

Calculamos mediante las formulas expuestas en la parte teorica las excentricidades de la viga transversal en el eje de las x. para ello recurrimos nuevamente a las propiedades geometricas de la viga en $T = 0$ y $T = \infty$

Para el tiempo $T = 0$

$$\text{Si para : } \boxed{x = Lc/2 = 14.7 \text{ m} \quad Mox = 154729.22 \text{ kg.m}}$$

Fibra Superior Tension

$$ex \leq \frac{fti * Io}{Po * C10} + \frac{Io}{C10 * Ao} + \frac{Mox}{Po}$$

$$ex \leq 0.770 \text{ m}$$

Fibra Inferior Compresion

$$ex \leq -\frac{fci * Io}{Po * C20} - \frac{Io}{C20 * Ao} + \frac{Mox}{Po}$$

$$ex \leq 0.633 \text{ m}$$

$$\text{Si para : } \boxed{x = 0 \text{ y } Lc = 29.40 \text{ m} \quad Mox = 0 \text{ kg.m}}$$

$$ex \leq \frac{fti * Io}{Po * C10} + \frac{Io}{C10 * Ao} + \frac{Mox}{Po}$$

$$ex \leq 0.460 \text{ m}$$

$$ex \leq -\frac{fci * Io}{Po * C20} - \frac{Io}{C20 * Ao} + \frac{Mox}{Po}$$

$$ex \leq 0.323 \text{ m}$$

Para el tiempo $T = \infty$

$$\text{Si para : } \boxed{x = Lc/2 = 14.7 \text{ m} \quad Mtx = 571131.55 \text{ kg.m}}$$

Fibra Superior Compresion

$$ex \geq \frac{fcs * I\infty}{n * Po * C10} + \frac{I\infty}{C10 * A\infty} + \frac{Mtx}{n * Po}$$

$$ex \leq -0.285 \text{ m}$$

Fibra Inferior Tension

$$ex \geq -\frac{fts * I\infty}{n * Po * C20} - \frac{I\infty}{C20 * A\infty} + \frac{Mtx}{n * Po}$$

$$ex \leq 0.455 \text{ m}$$

$$\text{Si para : } \boxed{x = 0 \text{ y } Lc = 29.40 \text{ m} \quad Mtx = 0 \text{ kg.m}}$$

$$ex \geq \frac{fcs * I\infty}{n * Po * C10} + \frac{I\infty}{C10 * A\infty} + \frac{Mtx}{n * Po}$$

$$ex \leq -1.565 \text{ m}$$

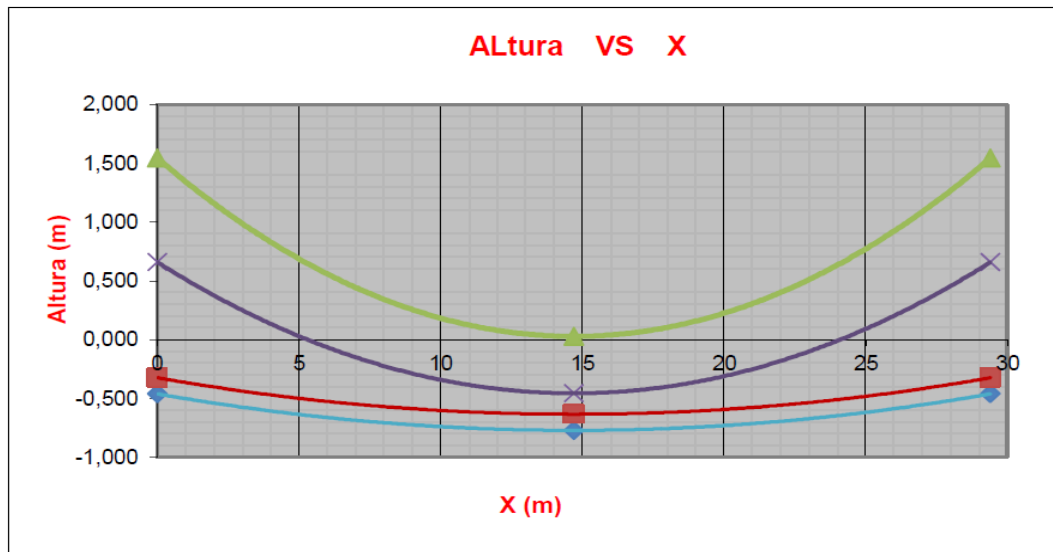
$$ex \geq -\frac{fts * I\infty}{n * Po * C20} - \frac{I\infty}{C20 * A\infty} + \frac{Mtx}{n * Po}$$

$$ex \leq -0.616 \text{ m}$$

Resumen de las Excentricidades

	$\geq ex1$	$\geq ex2$	$\leq ex3$	$\leq ex4$
X	Y	Y	Y	Y
0.00	-0.460	-0.323	1.565	0.616
14.70	-0.770	-0.633	0.285	-0.455
29.40	-0.460	-0.323	1.565	0.616

Grafica de las Excentricidades



En esta grafico del resumen del calculo de las excentrecidades vemos que la paràbolas no se cruzan entonces a partir de ello , podemos aproximar las trayectorias de los cables.

Càlculo de la Trayectoria de los Cables

Para encontrar la ecuacion de la parabola la aproximamos a partir de la grafica de tendencia en el computador (del grafico anterior Altura vs X) a partir de 3 puntos.

Distancia	Tendon A	Tendon B	Tendon C	Coordenadas de las Vainas con 3 puntos
X	y1	y2	y3	
0.00	1.20	0.80	0.50	
14.85	0.38	0.24	0.10	
29.70	1.20	0.85	0.50	

Con estos valores entramos a la ecuacion de la parábola de 2º grado para poder calcular las trayectorias de los cables de cada uno de los Tendones (A, B Y C)

Primeramente armamos una matriz de $A_{3 \times 3}$ con los valores de la tabla anterior "Distancia X" igual al vector de valores conocidos $Y_{3 \times 1}$, con la matriz inversa $(A_{3 \times 3})^{-1}$ de la parábola para cada tendón encontrando el vector de resultados $V_{3 \times 1}$:

$$y = Ax^2 + xB + C$$

Ecuacion matricial :

$$Y_{3 \times 1} = A_{3 \times 3} * V_{3 \times 1} \quad \text{Entonces :} \quad V_{3 \times 1} = Y_{3 \times 1} * A^{-1}_{3 \times 3}$$

Aplicando la ecuaciones matriciales para poder resolver un sistema de ecuaciones de 3 incognitas con ayuda de una matriz inversa $A_{3 \times 3}$ encontramos el vector $V_{3 \times 1}$

Ecuación de la curva parábola de la Tendón A

$$\begin{Bmatrix} 1.2 \\ 0.38 \\ 1.2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.0A & 0.0B & C \\ 220.50 A & 14.90B & C \\ 882.10 A & 29.70B & C \end{Bmatrix} \quad \begin{array}{l} \text{Calculando :} \\ A = \begin{Bmatrix} 0.004 \end{Bmatrix} \\ B = \begin{Bmatrix} -0.11 \end{Bmatrix} \\ C = \begin{Bmatrix} 1.20 \end{Bmatrix} \end{array} = V_{3 \times 1}$$

De la matriz $V_{3 \times 1}$ Reemplazando ala ecuacion:

$$y = 0.0037x^2 - 0.11x + 1.20$$

Ecuación de la curva parábola de la Tendón B

$$\begin{Bmatrix} 0.85 \\ 0.24 \\ 0.85 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.0A & 0.0B & C \\ 220.50 A & 14.90B & C \\ 882.10 A & 29.70B & C \end{Bmatrix} \quad \begin{array}{l} \text{Calculando :} \\ A = \begin{Bmatrix} 0.003 \end{Bmatrix} \\ B = \begin{Bmatrix} -0.08 \end{Bmatrix} \\ C = \begin{Bmatrix} 0.85 \end{Bmatrix} \end{array} = V_{3 \times 1}$$

De la matriz $V_{3 \times 1}$ Reemplazando ala ecuacion:

$$y = 0.002765x^2 - 0.082x + 0.85$$

Ecuacion de la curva parábola de la Tendón C

$$\begin{Bmatrix} 0.50 \\ 0.10 \\ 0.50 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.0A & 0.0B & C \\ 220.50 A & 14.90B & C \\ 882.10 A & 29.70B & C \end{Bmatrix} \quad \begin{array}{l} \text{Calculando :} \\ A = \begin{Bmatrix} 0.002 \end{Bmatrix} \\ B = \begin{Bmatrix} -0.05 \end{Bmatrix} \\ C = \begin{Bmatrix} 0.50 \end{Bmatrix} \end{array} = V_{3 \times 1}$$

De la matriz $V_{3 \times 1}$ Reemplazando ala ecuacion:

$$y = 0.0018x^2 - 0.054x + 0.50$$

Con estas ecuaciones calculadas reemplasamos el valor de X (la longitud del puente fraccionadas 0.00 m hasta 29.70 m) en que ocurre el acuñaamiento de los tendones al tesarlo , como se muestra en la siguiente tabla :

Càlculo de las coordenadas de los Tendones (Trayectoria de los cables)

Mediante las ecuaciones calculadas solo reemplazamos los datos, y obtendremos las coordenadas correspondientes :

Trayectorias de los Cables

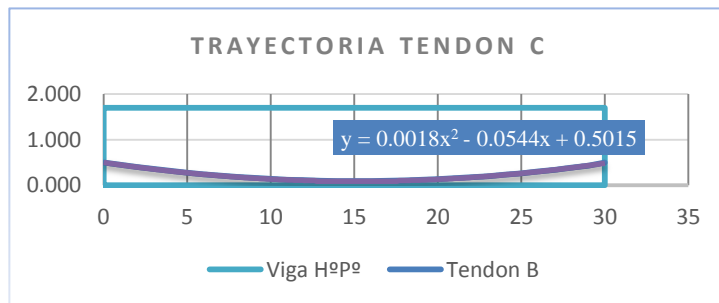
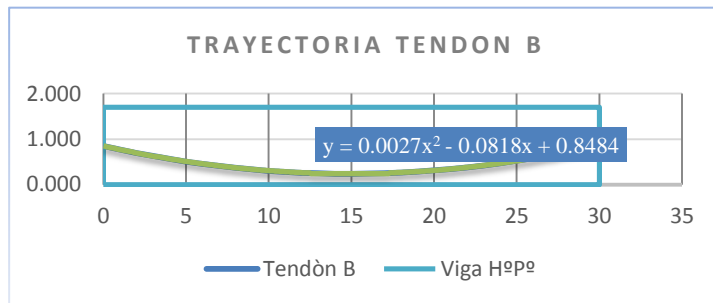
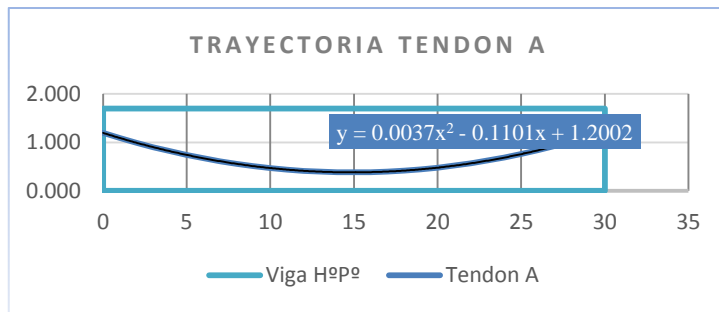
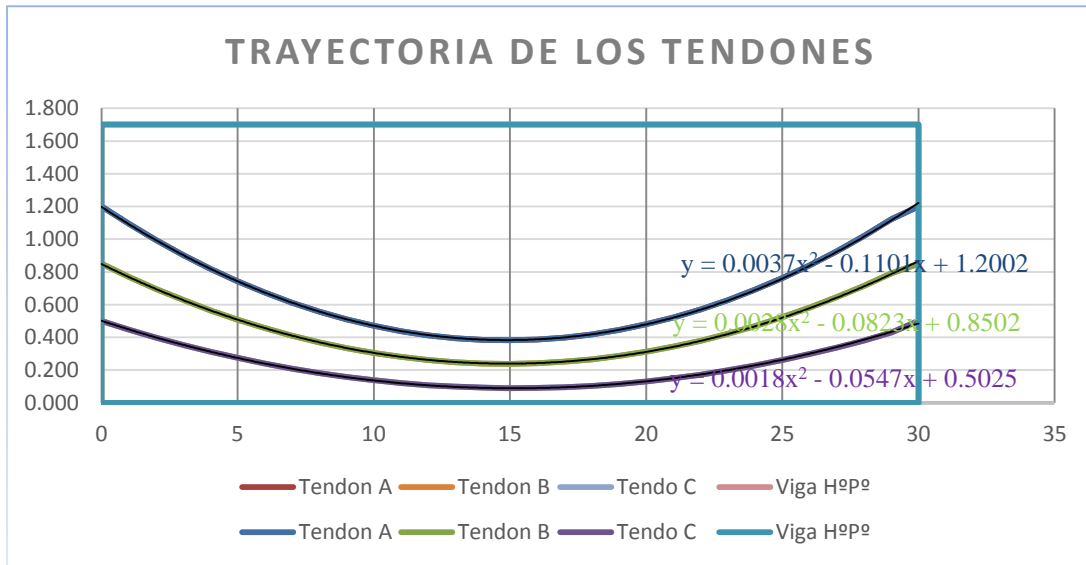
Distancia	Tendón A	Tendón B	Tendón C
X(m)	Y(m)	Y(m)	Y(m)
0	1.200	0.850	0.500
1	1.094	0.771	0.448
2	0.995	0.697	0.399
3	0.903	0.628	0.354
4	0.819	0.565	0.312
5	0.743	0.508	0.274
6	0.673	0.456	0.240
7	0.611	0.410	0.209
8	0.557	0.369	0.182
9	0.510	0.334	0.158
10	0.470	0.304	0.138
11	0.438	0.280	0.121
12	0.413	0.262	0.108
13	0.395	0.249	0.098
14	0.385	0.241	0.092
14.85	0.382	0.239	0.09
15	0.383	0.239	0.090
16	0.387	0.242	0.091
17	0.399	0.251	0.096
18	0.419	0.266	0.104
19	0.446	0.286	0.116
20	0.480	0.312	0.131
21	0.522	0.343	0.150
22	0.571	0.380	0.172
23	0.627	0.422	0.198
24	0.691	0.470	0.228
25	0.763	0.523	0.261
26	0.841	0.582	0.298
27	0.927	0.646	0.338
28	1.021	0.716	0.382
29	1.122	0.791	0.429
30.00	1.200	0.850	0.500

>Punto de inicio de posicionamiento de los cables en la seccion Punto A

> Punto màs vajo tramo intermedio de la viga Punto B

>Punto final acuañamiento

Grafica de las trayectorias de los Cables (Tendones)



Calculo de las Tensiones Finales

Las tensiones finales seran calculados con las formulas ya especificadas en la parte teorica, para las fibras superiores e inferiores , en tiempo T=0 y T = ∞:

Si :	Tiempo T = 0	Tiempo T = ∞
	C1o = 0.884 m	C1∞= 0.70 m
	C2o = 0.816 m	C2∞= 1.20 m
	eo= 0.580 m	e∞= 0.91 m
	Ao = 0.592 m ²	A∞ = 0.972 m ²
	Io = 0.2097 m ⁴	I∞ = 0.4362 m ⁴
	Muo= 154729.22 kg.m	Mu∞= 571132 kg.m
	f _{ti} = 125219.81 kg/m ²	n = 0.89
	f _{ci} = -1470000 kg/m ²	f _{cs} = -1575000.00
	Po= 499054.05 kg	f _{ts} = 299332.59

Calculamos las fibras en tiempo T= 0 :

Fibra Superior Tension

Fibra Inferior Compresion

$$f_{o1} = -\frac{Mu_o * C1_o}{I_o} + \frac{P_o * e_o * C1_o}{I_o} - \frac{P_o}{A_o}$$

$$f_{o1} = -275039.4 \text{ kg/m}^2$$

$$f_{o2} = \frac{Mu_o * C2_o}{I_o} - \frac{P_o * e_o * C2_o}{I_o} + \frac{P_o}{A_o}$$

$$f_{o2} = 318962.10 \text{ kg/m}^2$$

Calculamos las fibras en tiempo T= ∞ :

Fibra Superior Compresion

Fibra Inferior Tension

$$f_{\infty 1} = -\frac{Mu_{\infty} * C1_{\infty}}{I_o} + \frac{n * P_o * e_o * C1_{\infty}}{I_o} - \frac{n * P_o}{A_o}$$

$$f_{\infty 1} = -658538.6 \text{ kg/m}^2$$

$$f_{\infty 2} = \frac{Mu_{\infty} * C1_{\infty}}{I_o} - \frac{n * P_o * e_o * C1_{\infty}}{I_o} - \frac{n * P_o}{A_o}$$

$$f_{\infty 2} = 914132.5791 \text{ kg/m}^2$$

Comprobacion de Esfuerzos Verdaderos

(kg/m²)	$f_{o1} \leq f_{ti}$	$f_{o2} \geq f_{ci}$
	-275039.4 ≤ 125219.81	318962.10 ≥ -1470000
	$f_{\infty 1} \geq f_{cs}$	$f_{\infty 2} \leq f_{ts}$
ok	-658539 ≥ -1575000	914132.579 ≤ 299332.59

4.7.10 Estimacion de las Pèrdidas de Pretensado

La estimacion de las perdidas de pretensado por diferentes metodos , con datos ya tabulados para diferentes perdidas (Perdidas Instantaneas y las Diferidas)

Si :	$Y_s = 0.70$	m	$P_o = P_{pj} = 499054.05$	kg
	$Y_i = 1.20$	m	$\sigma_{tp} = f_{pj} = 14045.2$	kg/cm ²
	$e_c = 0.91$	m		
	$A_c = 0.972$	m ²		
	$A_p = 35.532$	cm ²		
	$I_c = 0.4362$	m ⁴		
	$k = 0.00125$	l/pie		Coef. de Friccion por desviacion de la vaina
	$\mu = 0.2045$			Coef. Friccion por desviacion intensionada

TABLA R18.6.2 — COEFICIENTES DE FRICCIÓN PARA TENDONES POSTENSADOS PARA UTILIZARSE EN LAS ECUACIONES (18-1) Ó (18-2)

			Coefficiente por desviación accidental, K	Coefficiente de curvatura μ_p
Tendones inyectados en revestimiento metálico		Tendones de alambre	0.0010 - 0.0015	0.15 - 0.25
		Barras de alta resistencia	0.0001 - 0.0006	0.08 - 0.30
		Torones de 7 alambres	0.0005 - 0.0020	0.15 - 0.25
Tendones no adheridos	Recubierto con mástico	Tendones de alambre	0.0010 - 0.0020	0.05 - 0.15
		Torones de 7 alambres	0.0010 - 0.0020	0.05 - 0.15
	Pre engrasado	Tendones de alambre	0.0003 - 0.0020	0.05 - 0.15
		Torones de 7 alambres	0.0003 - 0.0020	0.05 - 0.15

1.- Pèrdidas Intantaneas

a) Pèrdida por Friccion

Según la normativa ACI-318 , debemos calcular los siguientes:

Calculo del angulo entre tangentes (α) , de las ecuaciones de las trayectorias de los tendones , deribamos la dicha ecuacion para encontrar ($y' = \alpha$)

Tendòn A

$$y = 0.0037x^2 - 0.11x + 1.20$$

$$y' = 0.0074x - 0.110$$

Tendòn B

$$y = 0.002765x^2 - 0.082x + 0.85$$

$$y' = 0.005565x - 0.082$$

Tendòn C

$$y = 0.0018x^2 - 0.054x + 0.50$$

$$y' = 0.0036x - 0.054$$

Estos valores lo reemplazamos a una tabla para el calculo de los àngulos y reemplanteo de los cables de cada un cuarto de luz en la Siguiete tabla:

Replanteo de los cables cada 1/4 de luz

X	Y1	$\alpha 1$ (rad)	Y2	$\alpha 2$ (rad)	Y3	$\alpha 3$ (rad)
0	1.20	0.1100	0.85	0.0820	0.50	0.0540
7.4	0.59	0.0552	0.39	0.0408	0.20	0.0274
14.9	0.38	0.0003	0.24	0.0009	0.10	0.0004
22.3	0.59	0.0550	0.39	0.0421	0.20	0.0263
29.7	1.20	0.1100	0.85	0.0820	0.50	0.0540

Si :

$\alpha =$ Esta variable esta dada en radianes con respecto a la horizontal.

Verificamos si:

$$k * x + \mu * \alpha \leq 0.30$$

X	Tendon A	Tendòn B	Tendon C
7.4	0.0020	0.0176	0.0148
14.85	0.0186	0.0188	0.0186
22.3	0.0391	0.0365	0.0332
29.7	0.0596	0.0539	0.0482

Si : ≤ 0.30
Ok.

De la norma **ACI-318 de la pagina: 318S/318SR- 285** tenemos estas dos ecuaciones:

18.6.2.1 — P_{px} , la fuerza en los tendones de postensado a una distancia ℓ_{px} del extremo donde se aplica la fuerza del gato, debe calcularse por medio de:

$$P_{px} = P_{pj} e^{-(K\ell_{px} + \mu_p \alpha_{px})} \quad (18-1)$$

Cuando $(K\ell_{px} + \mu_p \alpha_{px})$ no es mayor que 0.3, P_{px} puede calcularse por medio de:

$$P_{px} = P_{pj} (1 + K\ell_{px} + \mu_p \alpha_{px})^{-1} \quad (18-2)$$

Entonces viendo que la mayoría cumple utilizaremos la siguiente ecuación de la norma ACI-318 (18-2)

$$P_{px} = P_{pj}(1 + k_{lpx} + \mu p_{\alpha p x})^{-1}$$

Reemplazamos los datos a esta ecuación y directamente a la tabla a continuación:

Fuerza de tendones de postesados P_{px} (kg)

X	Tendon A	Tendon B	Tendon C
7.425	498034.78	490423.82	491753.90
14.85	489933.60	489868.84	489923.77
22.275	480262.99	481487.30	482994.83
29.7	470974.54	473533.44	476120.28

Determinamos los esfuerzos finales después de la pérdida por fricción en cada tramo en los diferentes cables :

Esfuerzos después de Fricción (kg/cm²) y Pérdidas por Fricción en (%)

X	Tendon A	Tendon B	Tendon C	Pérdidas por Fricción %		
7.425	14016.51	13802.31	13839.75	0.2042	1.7293	1.4628
14.85	13788.52	13786.69	13788.24	1.8275	1.8405	1.8295
22.275	13516.35	13550.81	13593.23	3.7653	3.5200	3.2179
29.7	13254.94	13326.96	13399.76	5.6265	5.1138	4.5954

$\Delta f_{pf}(\%) = 5.6265\%$ Elegimos el mayor

b) Pérdida por Deslizamiento de Cuñas

Calculamos el deslizamiento de los anclajes de las cuñas en los extremos de la viga
Donde :

Δl = Hundimiento de los anclajes

$\Delta l = 0.6$ 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 pretensión

$$\Delta f_s = \frac{\Delta L}{L} * E_s = 393.9394 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \Delta f_s(\%) = 2.80\%$$

$$\tan \alpha = \frac{P_o - P_x}{\frac{L}{2}} = \frac{\Delta f_s}{X}; \frac{P_o - P_x}{L} = \frac{\Delta f_s}{4X}; \frac{P_o - P_x}{L} = \frac{E \Delta L}{4XL}; X = \frac{E \Delta L}{4(P_o - P_x)} =$$

$$X = \frac{\left(\frac{1950000 \text{ kg}}{\text{cm}^2}\right) * 0.60 \text{ cm}}{4 * (499054.05 - 489933.60)} = 31.983 \text{ cm}$$

c) Perdidas por Acortamiento Elástico.

Tenemos las siguientes Ecuaciones: $f_{cir} = K_{cir} \cdot f_{cpi} - f_g$

Ecuacion de ZIA PAUL Para elementos adherentes: $E_s = K_{es} \cdot E_s \cdot \frac{f_{cir}}{E_{ci}}$

Si : definimos las nomenclatura de la ecuacion :

- f_{cir} = Tension de compresion neta en el hormigon , en coincidencia con el baricentro del acero de pretensado, inmediatamente despues de aplicar el pretensado al hormigòn
- f_{cpi} = Tension en el hormigòn, en coincidencia con el baricentro del acero de de pretensado, debido al Ppi
- f_g = Tension en el hormigon, en coincidencia con el baricentro del acero de pretensado debido al peso de la estructura en el momento en que se aplica el pretensado.
- E_p = Mòdulo de elasticidad del acero de pretensado; generalmente igual 282495.13 Kcm²
- E_c = Mòdulo de elasticidad del hormigon; generalmente igual a 282495.13kg/cm²
- K_{es} = Factor para lementos postesados en los cuales los cables se tesan en orden secuencial hasta una misma tension. Para otros procedimientos de postesados el valor de Kes puede variar entre 0 - 0.5
- k_{cir} = Factor para lementos postesados es igual a 1.00

$$P_i = \lambda \cdot P_o = 0.90 \cdot 499054.05 = 449149 \text{ kg}$$

$\lambda = 0.90$ P_i = Tension en el acero de pretensado inmediatamente antes de la transferencia como se especifica en el libro de Estructuras de Concreto Preforzado de Arthur Nilson que es adecuado estimar mas o menos el 10% menor que el P_o

Si :

$$f_{cpi} = \left(-\frac{P_{pi}}{A_c} - \frac{P_{pi} \cdot e^2}{I_c} \right) =$$

$P_i = 449148.64 \text{ kg}$		
$M_{uo} = 154729.22 \text{ kg.m}$	$f_{cpi} = \left(-\frac{449148.60 \text{ kg}}{0.592 \text{ m}^2} - \frac{449148.60 \text{ kg} \cdot 0.91 \text{ m}^2}{0.4362 \text{ m}^4} \right) =$	
$A_c = 0.972 \text{ m}^2$		$f_{cpi} = 131.47 \text{ kg/cm}^2$
$e = 0.910 \text{ m}$		
$I_c = 0.4362 \text{ m}^4$	$f_g = \left(+\frac{M_{uo} \cdot e}{I_c} \right) = 32.28 \text{ kg/cm}^2$	
$E_c = 282495.1 \text{ kg/cm}^2$		
$E_s = 1950000 \text{ kg/cm}^2$		
$k_{cir} = 1$	$f_{cir} = K_{cir} \cdot f_{cpi} - f_g = 99.19 \text{ kg/cm}^2$	
$K_{es} = 0.5$		
	$E_s = K_{es} \cdot E_s \cdot \frac{f_{cir}}{E_{ci}} = 342.36 \text{ kg/cm}^2$	$E_s(\%) = 2.44\%$

2.- Perdida Diferidas

a) Pèrdida por Fluencia lenta del Hormigòn

$$CR = K_{CR} * \frac{E_s}{E_c} * (f_{cir} - f_{cds})$$

Si : Tenemos las nomenclaturas de la ecuacion y valores

kcr =	1.60	Para elementos postesados
Es =	1950000 kg/cm2	Modulo de elasticidad del acero de pretensado
Ec =	282495.1 kg/cm2	Modulo de elasticidad del Hormigòn
Mcds =	376561.91 kg.m	Momento debido a cargas permanentes
e =	0.910 m	Excentricidad
Ig =	0.4362 m4	Momento de Inercia
fcir =	99.19kg/cm2	Tension debido a cargas permanentes
fcds=		Tension debido a cargas permanentes

Tenemos que :

$$f_{cds} = \frac{M_{cds} * e}{I_g} = \frac{376561.91 \frac{kg}{cm^2} * 0.910m}{0.4362m^4} = \frac{785543.22}{78.554} \text{ kg/cm}^2$$

$$CR = K_{CR} * \frac{E_s}{E_c} * (f_{cir} - f_{cds}) = 227.96 \text{ kg/cm}^2$$

→ CR(%) = 1.62%

b) Pèrdida por contraccion del Hormigòn.

$$SH = 8.2 \times 10^{-6} * K_{SH} * E_s * \left(1 - 0.06 \frac{V}{S}\right) (100 - RH)$$

K_{sh} = Factor usado en la ecuacion "tabla 24-2-"

E_s = Modulo de elasticidad del acero de pretensado

V/S = Relacion volumen-superficie generalmente se toma como el area bruta de la seccion transversal del elemento de hormigon dibidida por su perimetro (resumiendo $A2/P2$)

RH = Humedad relativa ambiente media alrededor del elemento de hormigon (tarija 75%)

Tabla 24-2 – Valores de K_{sh} para elementos postesados

Tiempo, dias*	1	3	5	7	10	20	30	60
K_{sh}	0,92	0,85	0,80	0,77	0,73	0,64	0,58	0,45

Tiempo entre el final del curado humedo y la aplicacion del pretensado

Si :

$$\begin{aligned}
 Ag &= 0.972 \text{ m}^2 \\
 \text{Perimetro} &= 6.461 \text{ m} \\
 RH &= 75.000 \\
 V/S &= 0.150 \text{ m} & \frac{V}{S} = \frac{Ag}{\text{Perimetro}} = 0.15044 \text{ m} \\
 Ksh &= 0.77 \\
 Es &= 1950000 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$SH = 8.2 \times 10^{-6} * 0.77 * 1950000 * \left(1 - 0.06 \frac{0.972 \text{ m}^2}{6.461 \text{ m}}\right) (100 - 75) = 305.029 \text{ kg/cm}^2$$

$$SH(\%) = 2.17\%$$

c) Pèrdida por relajaciòn de los cables

$$RE = [K_{re} - J(SH + CR + ES)C]$$

Kre = Factor usado en la ecucion Tabla 24-3

ES = Perdida de tension debida por el acortamiento elastico del hormigon

CR = Perdida de tension debida a la fluencia lenta del hormigon

SH = Perdida de tension debida contraccion del hormigon

Tabla 24-3 – Valores de Kre y J

Tipo de cable	K _{re} (psi)	J
Cordòn o alambre aliviado de tensiones Grado 270	20.000	0,15
Cordòn o alambre aliviado de tensiones Grado 250	18.500	0,14
Alambre aliviado de tensiones Grado 240 ó 235	17.600	0,13
Cordòn de baja relajaciòn Grado 270	5000	0,040
Alambre de baja relajaciòn Grado 250	4630	0,037
Alambre de baja relajaciòn Grado 240 ó 235	4400	0,035
Barra aliviada de tensiones Grado 145 ó 180	6000	0,05

$$\begin{aligned}
 J &= 0.04 \\
 C &= 0.95 \\
 K_{re} &= 500.00 \text{ lb/pulg}^2 \\
 K_{re} &= 352.27 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Tabla 24-4 – Valores de C

f _p /f _{pu}	Cordòn o alambre aliviado de tensiones	Barra aliviada de tensiones, o cordòn o cable de baja relajaciòn
0,80		1,28
0,79		1,22
0,78		1,16
0,77		1,11
0,76		1,05
0,75	1,45	1,00
0,74	1,36	0,95
0,73	1,27	0,90
0,72	1,18	0,85
0,71	1,09	0,80
0,70	1,00	0,75

$$C = 0.95$$

$$\begin{aligned}
 ES &= 342.36 \text{ kg/cm}^2 \\
 CR &= 227.96 \text{ kg/cm}^2 \\
 SH &= 305.0291 \text{ kg/cm}^2 \\
 RE &= [K_{re} - J(SH + CR + ES)C] \\
 RE &= 319.01 \text{ kg/cm}^2 \\
 \% RE &= 2.27\%
 \end{aligned}$$

A continuaci3n tenemos todas las pèrdidas totales que ha ocurrido en la Viga

Tipos de perdidas	Unidad	%ΔPo
Fricci3n	Δf _{pf} (%) =	5.63
Acuñamiento	Δf _s (%) =	2.80
Acortamiento plàstico	Es(%) =	2.44
Fluencia Lenta	CR(%) =	1.62
Contracci3n del H.	SH(%) =	2.17
Relajaci3n de los Cables	% RE =	2.27
	Σ%ΔPo=	16.93%

Fuerza de pretensado final despues de las pèrdidas de pretensado tenemos :

Si :

$$P_o = 499054.05 \text{ kg}$$

$$\Delta P_o = P_o - \Sigma\% \Delta P_o = \Delta P_o = 84489.85 \text{ kg}$$

$$P_e = P_o - \Delta P_o = \mathbf{P_e = 414564.20 \text{ kg}}$$

$$\mathbf{P_e = 414564.20 \text{ kg}}$$

Cantidad de Vainas y Torones Final

	Tendon A	Tendon B	Tendon C	n°	Total
N° Toron	12.00	12.00	12.00	4	144
N° Vainas	1.00	1.00	1.00	4	12

Producto de las perdidad de pretensado , por diferentes mètodos de càculo tenemos la fuerza de pretensado final 414564.20 kg

4.7.11 Verificación a Corte

(Art. 11.40)

La relación debe cumplir la siguiente expresión :

ACI 318S

$$V_u = \phi V_n$$

Donde :

V_u = Fuerza cortante de sollicitación afectado por coeficientes de mayoración.

V_n = Resistencia Nominal al cortante

ϕ = Factor de reducción de la resistencia, tomando a 0.90 para cortante.

Calculando la resistencia nominal al corte:

$$V_u = V_c + V_s$$

V_c = Resistencia nominal al cortante del Concreto

V_s = Resistencia nominal al cortante del Acero

Entonces para el cálculo de V_c

Se adopta el menor valor de V_{ci} y V_{cw} que son por agrietamiento de corte y flexión entonces tenemos dos ecuaciones :

$$V_{ci} = 0.159\sqrt{f_c} * b_w * d_p + V_o + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}}$$

$$V_{cw} = (0.928.\sqrt{f_c} + 0.30f_{cp})b_w d_p + V_p$$

V_o = Fuerza cortante en la sección debido a la carga muerta o mayorada (Cortante total producto por el peso propio de la viga, sin coeficiente de carga, (kg))

V_i = Fuerza cortante mayorada en la sección, debido a cargas aplicadas externamente (fuerza presentada simultáneamente con M_{max} .(kg))

M_{max} = Externamente (máximo momento mayorado debido a las cargas muertas y vivas super-puestas) kg.cm

M_{cre} = Momento que produce fisuración por flexión en la sección debido a las cargas aplicadas externamente, kg.cm

I_c = Momento de inercia de la sección con respecto al eje que pasa por el

centroide cm⁴.

y_t = Distancia desde el eje centroidal de la seccion total ala fibra extrema en tracciòn , sin considerar el refuerzo.(cm)

f_{pe} = Preesforzado despues que hayan ocurrido todas las perdidas.

f_d = Esfuerzo debido a la carga muertano mayorada en la fibra superior

d_p = Distancia desde la fibra superior en compresion al centroide del acero preesforzado $0.8H_t$

Si :

$$\begin{aligned} b_w &= 20 & \text{m} & & V_o &= 20319.618 & \text{kg} \\ H_t &= 190 & \text{m} & & V_i &= 74653.61 & \text{kg} \\ d_p &= 152 & \text{m} & & M_{\max} &= 717186.52 & \text{kg.m} \\ f_c &= 350 & \text{kg/cm}^2 & & & & \\ P_o &= 499054.05 & \text{kg} & & & & \\ n &= 0.89 & & & & & \\ P_e &= 414564.20 & \text{kg} & & & & \\ A &= 0.972 & \text{m}^2 & = & 9720.00 & \text{cm}^2 \\ e &= 0.910 & \text{m} & = & 91.00 & \text{cm} \\ M_o &= 154729.22 & \text{Kg.m} & = & 15472922 & \text{kg.cm} \\ I_c &= 0.4362 & \text{m}^4 & = & 43622213.3 & \text{cm}^4 \\ Y_t=C_2 &= 1.20 & \text{m} & = & 120.313 & \text{cm} \end{aligned}$$

Reemplazamos los datos en la ecuacion y Calculamos el cortante (V_{ci}) fibra inferior

$$f_{pe} = \left[\frac{P_e \cdot e \cdot C_2}{I_c} - \frac{P_e}{A_c} \right] = 61.40 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$f_d = \left[-\frac{M_o \cdot C_2}{I_c} \right] = 42.68 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$M_{cre} = \frac{I_c}{y_t} [1.59 \cdot \sqrt{f_c} \cdot + |f_{pe}| - |f_d|] = 17573604.6 \quad \text{kg.cm}$$

$$V_{ci} = 0.159 * \sqrt{f_c} b_w \cdot d + v_o + \frac{V_i}{M_{\max}} M_{cre} = 1849656.418 \quad \text{kg}$$

Càlculo agrietamiento por corte en el Alma (V_{cw})

$$V_{cw} = (0.928 \cdot \sqrt{f_c} + 0.30 f_{cp}) b_w d_p + V_p$$

f_{pc} = Esfuerzo de compresion en el concreto (despues de que han ocurrido todas las perdidas de reesforzado) en el centroide de la seccion transversal que resiste las cargas aplicadas externamente, o en la union del

del alma y el ala cuando el centroide esta localizado dentro del ala (kg/cm²)

$V_p =$ Componente vertical de la fuerza efectiva de presforzado (contracortante)
kg

Derivando la ecuacion del Tendòn B

$$y = 0.002765x^2 - 0.082x + 0.85$$

$$y' = 0.005565x - 0.082$$

Si $X = H/2$ remplazamos ala ecuacion derivada

$$y' = \alpha = 0.076713$$

$$\alpha = 4.367786 \text{ Grados}$$

$$V_p = P_e * \text{sen } \alpha = 390191.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pc} = \frac{P_e}{A_\infty} = 42.65064 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cw} = (0.928 \cdot \sqrt{f_c} + 0.30 f_{cp}) b_w * d_p + V_p = 481867.562 \text{ kg}$$

Como el objetivo del diseño es evitar el agrietamiento diagonal; la resistencia nominal al cortar proporcionada por el concreto, V_c , se supone igual al menor de los valores de V_{ci} :

$$V_c = 481867.6 \text{ kg}$$

4.7.12. Diseños de Armadura

4.7.12.1. Diseño de Armadura de Corte

Diseñamos las armaduras de corte , tomado en cuenta las condiciones $V_u \leq \phi V_c / 2$
 $\phi V_c / 2 \leq V_u \leq \phi V_c$ y $V_u > \phi V_c$

Entonces tenemos:

Condición n° 1 Si: $V_u \leq \phi \frac{V_c}{2}$

81370.09 ≤ 216840.403 Cumple

Condición n° 2 Si : $\phi \frac{V_c}{2} \leq V_u \leq \phi V_c$

216840.4 ≤ 81370.09 ≤ 433680.8059 No cumple

Condición n° 3 Si : $V_u > \phi V_c$

481867.56 > 433680.806 Se calcula la armadura

Calculando V_s resistencia nominal al cortante proporcionada por el esfuerzo cortante

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{481867.56 \text{ kg}}{0.90} - 481868 \text{ kg} = 53540.84 \text{ kg}$$

Calculamos del espaciamiento S para la armadura de corte, antes calculamos el área del hierro asumido A_v .

Piernas	ϕ (mm)	$A\phi$ (cm ²)	A_v (cm ² /m)
2 ϕ	6	0.2827	0.5655
2 ϕ	8	0.5027	1.0053
2 ϕ	10	0.7854	1.5708
2 ϕ	12	1.1310	2.2619
2 ϕ	16	2.0106	4.0212

Sean los datos :

$\phi = 10$ mm ←

$n^* = 2$ Numero de Piernas

$f_{yt} = 4200$ kg/cm²

$d = 152$ cm

$V_s = 53540.84$ kg

$$A_v = 1.5708 \text{ cm}^2$$

Si :

$$A_v = \frac{(V_u - \phi V_c) \cdot S}{\phi \cdot f_y \cdot d}$$

Despejando S sustituyendo los valores anterior tenemos :

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{1.57 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2}{53540.84 \text{ cm}^2} = 18.7 \text{ cm}$$

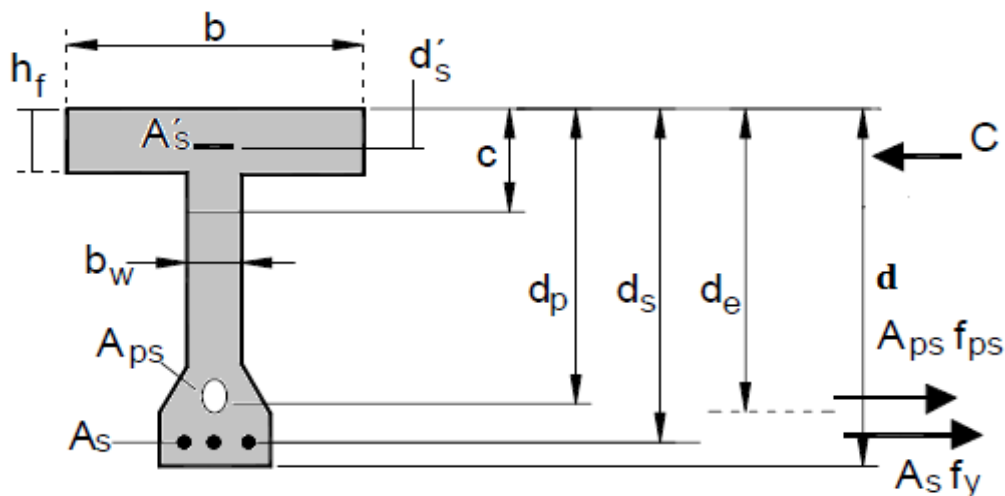
ϕ (mm)	NºFierros	A_v (cm ² /m)
10	2 ϕ	1.571

Finalmente USAR :

ϕ	10 mm	C/	10 cm
--------	-------	----	-------

4.7.12.2. Diseño de Armadura en las caras de la vigas (Armadura de Piel)

Si la profundidad efecti, de un elemento de hormigon no pretensado o parcialmente pretensado es mayor que 900mm, se deberà distribuir uniformemente la armadura superficial en ambas caras del elemnteo en una distancia d/2 mas proxima de cada cara lateral el area de armadura superficial Ask, en mm²/m de altura, deberà satisfacer las siguientes condicion:



Si:

$$A_{sk} = 0.001 \cdot (d_e - 760)$$

de : **AASHTO-LRFD**
(5.7.3.4-4)

$$A_{sk} = 0.001 \cdot (1660 - 760) = 0.9 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

De la figura tenemos que
 $d = 1700 \text{ mm}$; $d/2 = 850 \text{ mm}$

$$\text{Entonces tenemos que: } 0.09 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$d = 170 \text{ cm } d/2 = 85 \text{ cm}$$

Calculamos el area Aks con las unidades cm2 en el centro de la viga armadura de piel

$$Aks = \frac{d}{2} * Aks(cm2) = 7.65 \text{ cm2 (Armadura de piel)}$$

Càlculo de la Separacion Maxima entre los fierros:

$$S = \frac{d}{6} = 28.33 \text{ cm}$$

Lo redondeamos al proximo superior y medida estandar :

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

En la tabla tenemos número de piernas y Aks para un metro de longitud cm2/m

Piernas	ϕ (mm)	$A\phi$ (cm2)	Aks(cm2/m)
4 ϕ	6	0.283	1.131
4 ϕ	8	0.503	2.011
4 ϕ	10	0.785	3.142
4 ϕ	12	1.131	4.524
4 ϕ	16	2.011	8.042

ϕ (mm)	NºFierros	Aks(cm2/m)
16	4 ϕ	8.042

Finalmente Usar :

$$\phi = 16 \text{ mm} \quad C/ \quad 30,00 \text{ cm}$$

4.7.12.3. Diseño de Armadura Pasiva

Verificacion por estado limite de resistencia I

Tenemos el momento que se aplica, momento aplicado:

$$Mu = 571131.55 \text{ kg.m} = 57113155 \text{ kg.cm}$$

Momento resistente de la viga:

Esfuerzo promedio en el acero de presfuerzo cuando :

$$fpe \geq 0.5 \cdot fpu \quad fps \geq fpu \cdot \left[1 - k \cdot \frac{c}{dp} \right]$$

AASHTO-LRFD
(5.7.3.1.1-1)

fpe = Tension en el acero de presforzado debido al presforzado luego de las perdidas

fpu = Resistencia de la tension especifica del acero de preesfuerzo

- f_{ps} = Esfuerzo promedio en el acero de presfuerzo
- A_{ps} = Area total de los 36 torones que compone un Tendòn (Vaina)
- d_p = Distancia desde la fibra extrema en compresion al centroide del tendòn de presfuerzo
- C = Distancia desde el eje neutro a la cara en compresion
- A_s = Area del refuerzo de tension del acero no preforzado
- $A`s$ = Area del refuerzo de compresion
- f_c = Resistencia cilindrica del concreto
- f_y = Resistencia de fluencia del refuerzo no preforzado de compresion
- b = Ancho efectivo del patin de compresiones

Si :

$$Pe = 414564.20 \text{ kg}$$

$$A_{ps} = 35.53 \text{ cm}^2$$

$$f_{pu} = 18980.00 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces si :

$$d_p = 166 \text{ cm}$$

$$f_{pe} = \frac{Pe}{A_{ps}} = \frac{414564.20 \text{ Kg}}{35.53 \text{ cm}^2} = 11667.35 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pe} \geq 0.5 \cdot f_{pu} \geq 0.50 * \frac{18980 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \geq 9490.00 \text{ kg/cm}^2$$

Tenemos que :

$$11667.35 \text{ kg/cm}^2 \geq 9490.00 \text{ kg/cm}^2 \text{ Cumple.}$$

Tabla C5.7.3.1.1-1 – Valores de k

Tipo de tendòn	f_{ps}/f_{pu}	Valor de k
Cables de baja relajaciòn	0,90	0,28
Cables aliviados de tensiones y barras de alta resistencia Tipo 1	0,85	0,38
Barras de alta resistencia Tipo 2	0,80	0,48

AASHTO-LFRD

(5.73.1.1-2)

$$K = 0.28$$

Para calcular C , (C5.7.3.2.2) Asumimos un comportamiento rectangular de la secciòn y luego comprobamos si la profundidad del bloque de esfuerzos de compresion equivalente, C , es menor o igual que el espesor de la losa:

Si :

$$a = \beta_1 * C \quad C = \frac{A_{ps} \cdot f_{pu} + A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot b + k A_{ps} \cdot \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Sean los datos

$$A_s = 0 \text{ cm}^2 \quad f_y = 0.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$A`s = 0 \text{ cm}^2 \quad f_y = 0.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 350 \text{ kg/cm}^2 \quad b = 200 \text{ cm}$$

Las condiciones de borde, en dos ecuaciones para el calculo:

$$\begin{array}{l} \text{Si:} \\ \text{Si:} \end{array} \quad \beta_1 = 0.85 - \frac{0.05 \cdot (f^c - 280)}{70} \geq 0.65 \quad \begin{array}{l} \text{Para:} \\ \text{Para:} \end{array} \quad \begin{array}{l} f^c > 280 \frac{kg}{cm^2} \\ f^c \leq 280 \frac{kg}{cm^2} \end{array}$$

Reemplazamos los valores para hacer cumplir las condiciones de borde:

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05 \cdot (350 - 280)}{70} \geq 0.65 \geq 0.77 \quad \text{Cumple}$$

Reemplazamos los datos en la ecuacion: C , de AASHTO -LRFD (C5.7.3.2.2)

$$C = \frac{35.53 \cdot 18980.00 \frac{kg}{cm^2} + A_0 \cdot f_0}{\frac{0.85 \cdot 350 \frac{kg}{cm^2} \cdot 0.77 \cdot 200 \text{cm}}{cm^2} + 0.28 \cdot 35.53 \cdot \frac{18980 \frac{kg}{cm^2}}{166 \text{cm}}} = 14.363 \quad \text{cm}$$

$$\text{Si :} \quad C = 14.363 < hf = 20.00 \text{cm}$$

El esfuerzo promedio en el acero de preesfuerzo es :

$$f_{ps} = f_{pu} * \left[1 - k \frac{C}{dp} \right] = 18980 * \left[1 - 0.28 * \frac{14.363 \text{cm}}{166 \text{cm}} \right] = 18520.2 \quad \text{kg/cm}^2$$

Resistencia nominal a la flexion :

$$a = \beta_1 * C = 0.77 * 14.363 \text{ cm} = 11.06 \text{cm} \quad \text{AASHTO-LRFD (5.7.3.2.2-1)}$$

$$M_n = A_{ps} * f_{ps} * \left(dp - \frac{a}{2} \right) = 105598706 \text{ kg.cm}$$

$$\phi = 1 \quad \text{Para flexion y tension en concreto preesforzado}$$

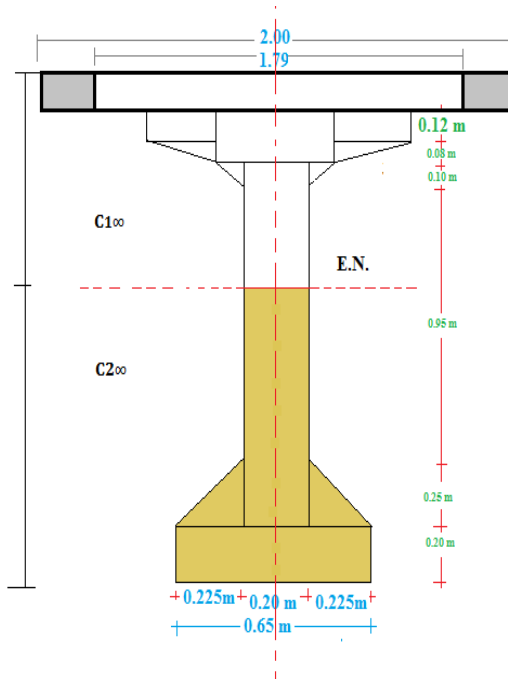
$$\phi * M_n \geq M_u \quad \text{AASHTO-LRFD (5.7.3.2.2-1)}$$

$$105598706.17 \text{kgcm} \geq 78501649. \text{kgcm}$$

Con estas condiciones de la AASHTO - LRFD , se requiere armadura minima como el momento ultimo es menor que el momento de dise que se coloca armadura minima a flexion.

4.7.12.4. Diseño de Armadura Mínima a Flexion

Se diseñara con el método sencillo, que es armadura mínima, señaladas en la norma Boliviana del hormigon CBH:



Si: $\rho_{min} = 0.0033$

$$A_{smin} = \rho_{min} * A_t$$

A_t = Area de la sección achurada de la figura

Si:

$$A_t = 3790 \text{ cm}^2$$

Es el área achurada de la sección que encuentra sometida a tracción (desde la fibra inferior hasta el centro de gravedad)

$$A_{smin} = 0.0033 * 3790 \text{ cm}^2 =$$

$$A_{smin} = 12.51 \text{ cm}^2$$

Piernas	ϕ (mm)	$A\phi$ (cm ²)	A_{ks} (cm ² /m)
4 ϕ	6	0.283	1.131
4 ϕ	8	0.503	2.011
4 ϕ	10	0.785	3.142
4 ϕ	12	1.131	4.524
7 ϕ	16	2.011	14.074

ϕ (mm)	NºFierros	A_{ks} (cm ² /m)
16	7 ϕ	9.500

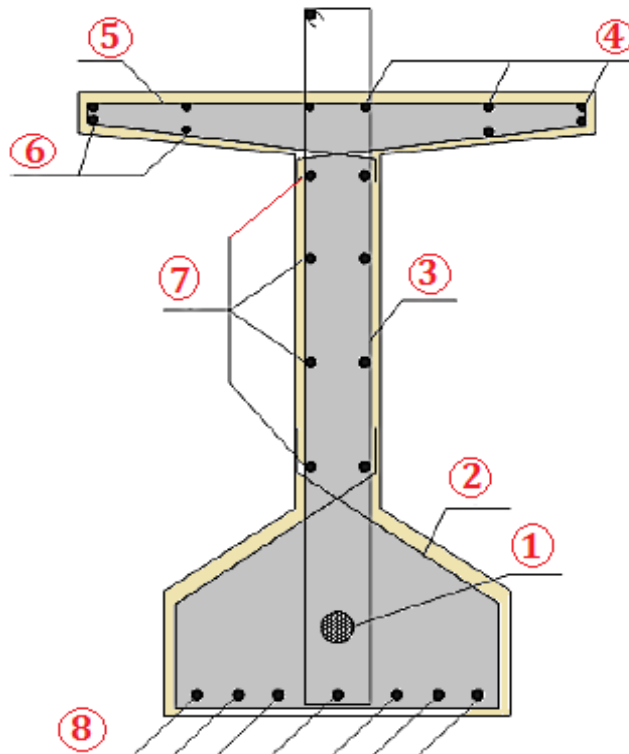
Finalmente Usar :

7 ϕ 16 mm

4.7.13. Resumen de la Armaduras

a) Componentes de la Armadura en la Viga

En la figura siguiente , se muestra un esquema de una viga seccion transversal mostrando las armaduras que compone el presente proyecto.



- 1.- Armadura Activa de las fuerzas de Pretensado.
- 2.- Ayuda a la fijacion de las otras varillas durante la construcción
- 3.- Se proporciona para resistir corte y la tension diagonal , al igual que la construcción ordinaria de concreto reforzado.
- 4 y 6.- Son de pequeño diámetro, se proporcionan para controlar las grietas por contracción antes de tesar el acero principal y como para el control del agrietamiento.
- 5.- Aseguran la integridad de las delgadas proyecciones horizontales de los patines
- 7.- Armadura de piel para reducir las fisuración.
- 8.- Armadura por flexión para resistir el momento último.

Resumen de la armadura

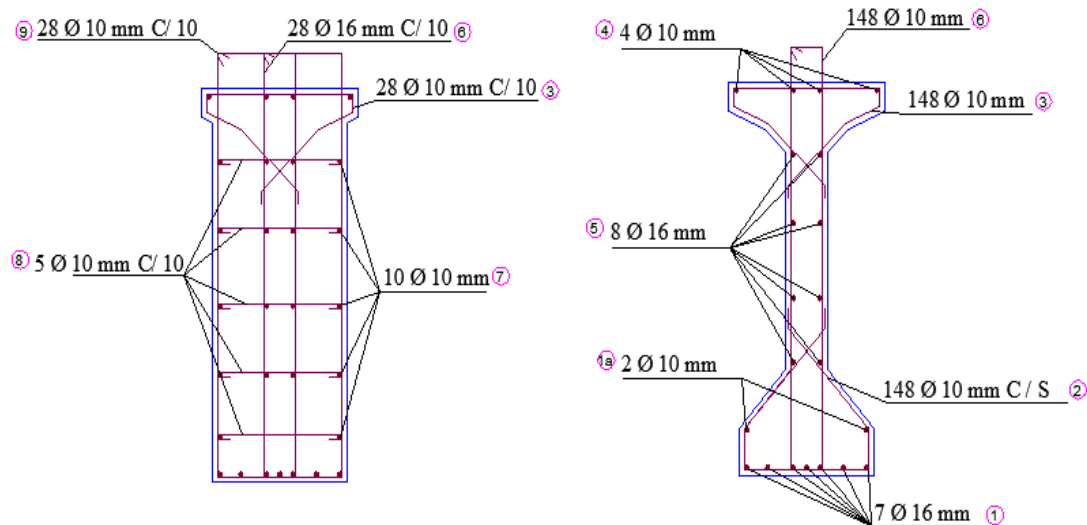
As de Flexion	Usamos	7 ϕ	16mm
As Transversal	Usamos	ϕ	10mm C/10cm
As de Piel	Usamos	4 ϕ	16mm C/30 cm en ambas caras seria 8 ϕ

Con estos calculos de As en la siguiente tabla podemos poner armaduras complementarias a base del calculo anterior ya expuesto para completar el diseño total de las armadura de la viga en este Proyecto.

b) Resumen total de las armaduras de la Viga

Tomando el total de las 4 Vigas tenemos:

N°	Piernas	ϕ (mm)	C/(cm)	Total	As de:
1	7 ϕ	16	6	28 ϕ	<i>Flexion</i>
2	148 ϕ	10	C/S	592 ϕ	<i>Transversal</i>
3	148 ϕ	10	C/S	592 ϕ	<i>Transversal</i>
4	4 ϕ	10	10	16 ϕ	<i>Longitudinal</i>
5	8 ϕ	16	30	32 ϕ	<i>De piel</i>
6	28 ϕ	16	10	112 ϕ	<i>Flexion</i>
7	10 ϕ	10	10	40 ϕ	<i>Longitudinal</i>
8	5 ϕ	10	10	20 ϕ	<i>Transversal</i>
9	28 ϕ	10	10	112 ϕ	<i>Transversal</i>



c) Resumen total de Armadura de la fuerza de pretensado

Datos Tecnicos de los Torones

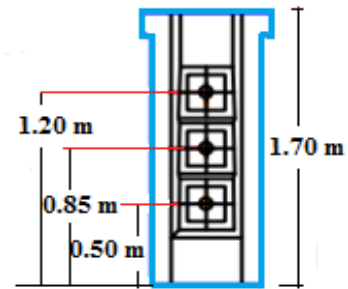
Grado	Diametro (Pulg.)	Area de Torones (cm ²)	fpu (kg/cm ²)
270.00	0.500	0.987	18980.00

Tomando el total de una 1 Vigas tenemos:

Nº Tendon	φ(Pulg.)	A(cm ²)	NºToron	NºVainas
1	0.50φ	0.987	12	1.Vainas
2	0.50φ	0.987	12	1.Vainas
3	0.50φ	0.987	12	1.Vainas
Total =			36	3.Vainas

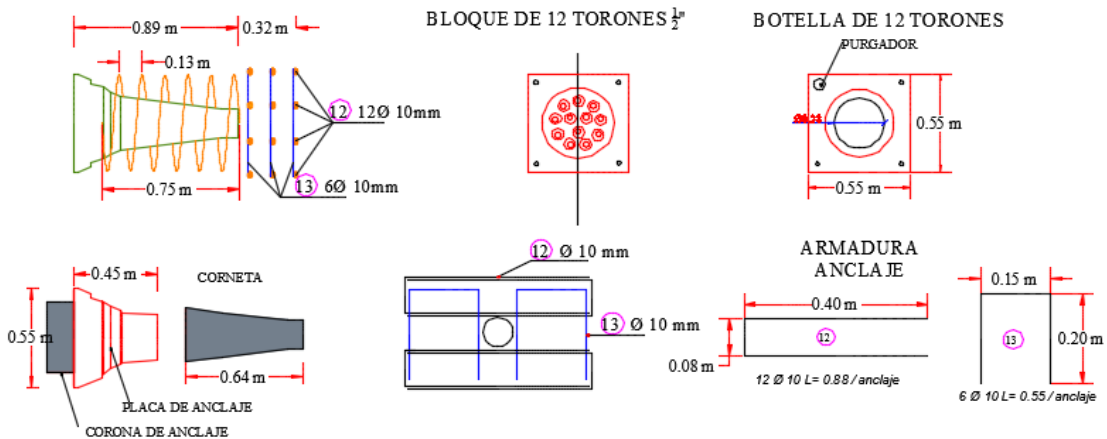
Resumen total de para las 4 Vigas tenemos:

Nº Vigas	NºToron	NºVainas	Armadura de Anclaje
1	36	3.Vainas	3.Pza
2	36	3.Vainas	3.Pza
3	36	3.Vainas	3.Pza
4	36	3.Vainas	3.Pza
Total =	144	12.Vainas	12.Pza



Entran 12 torones en cada Vainas, y en cada viga entra 3 Vainas de 30 m pero sin embargo tambien entra 12 piezas completas de armadura de anclajes.

ARMADURA DE ANCLAJE
ESCALA 1 : 20



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.

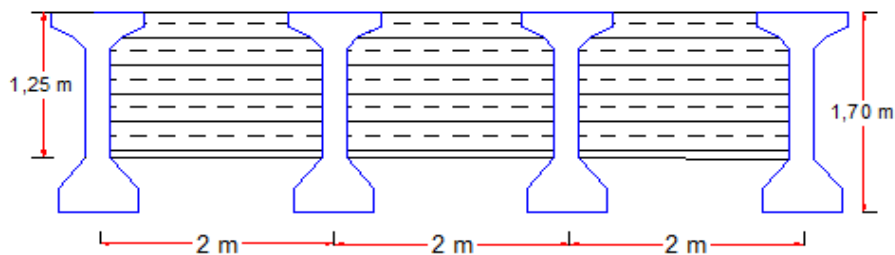
4.8.1.- Materiales:

$f'c =$	280	kg/cm ²	Resistencia Característica del H°:
$f_y =$	4200	kg/cm ²	Resistencia Característica del Acero:
$\gamma_{HA} =$	2400	kg/m 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.

h _{viga} =	170	cm	
h _{diafragma} =	127,5	cm	= tomaremos: 1,25 m
Ancho adoptado =	20	cm	



Separacion de diafragmas

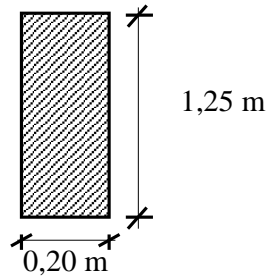
L _{puente} =	30	m	
S =	2,00	m	Separación Vigas
L _{diafrag} =	6,00	m	

$$\text{Espaciamento} = \frac{L_{\text{PUENTE}}}{4} = 7,5 \text{ m}$$

$$N^{\circ}_{\text{DIAFRAG}} = \frac{L_{\text{PUENTE}}}{\text{Espac}} + 1 = 5$$

4.8.3.- Cargas permanentes.-

h diafragma= 1,25 m $\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2400 \text{ Kg/m}^3$

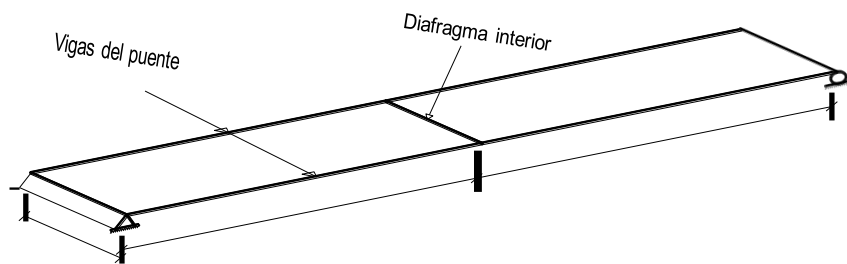
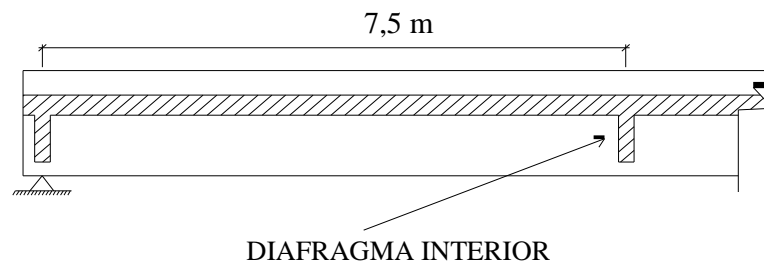


$$q_{DC} = b \cdot h \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$$

$$q_{DC} = 600 \text{ Kg/m}$$

4.8.4.- Sobrecarga vehicular.-

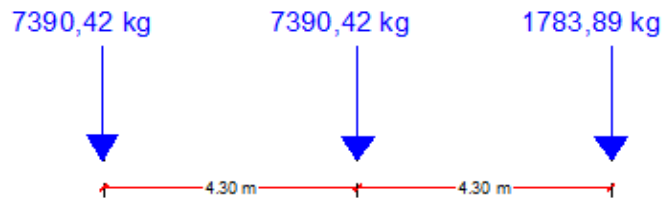
Calculamos la reacción que genera el eje del camión ubicandolo donde genere la máxima reacción en dirección longitudinal para un diafragma.



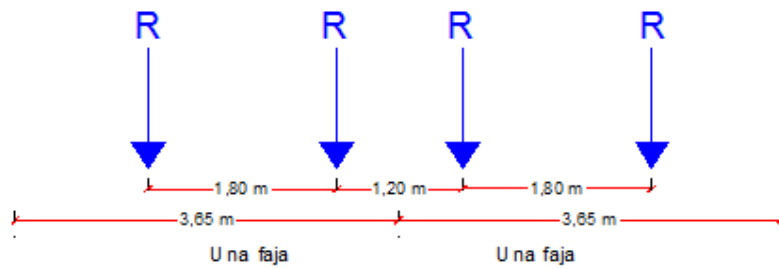
Para el camión **HL - 93** y a manera de hacer comparaciones, se calcula los momentos para los siguientes casos:

- Momento al centro del diafragma.
- Momento máximo definido por el teorema de Barré.
- Momento máximo definido por el teorema de Courbon.

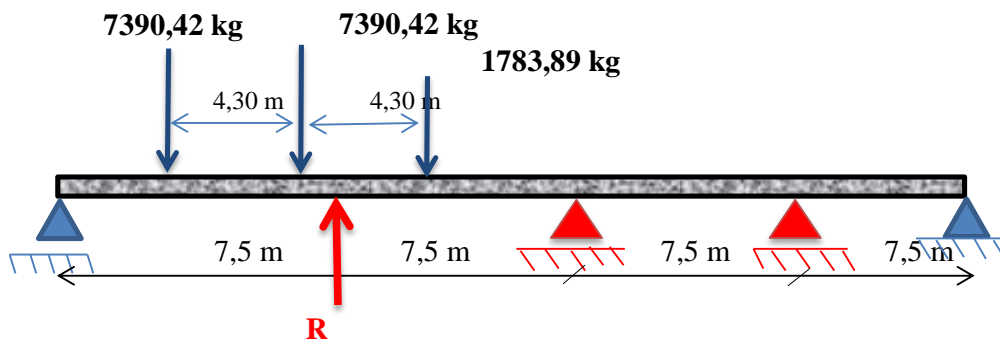
Esquema de la carga del camion (Vista Longitudinal)



Esquema de la carga del camion (Vista Transversal)



Carga por rueda

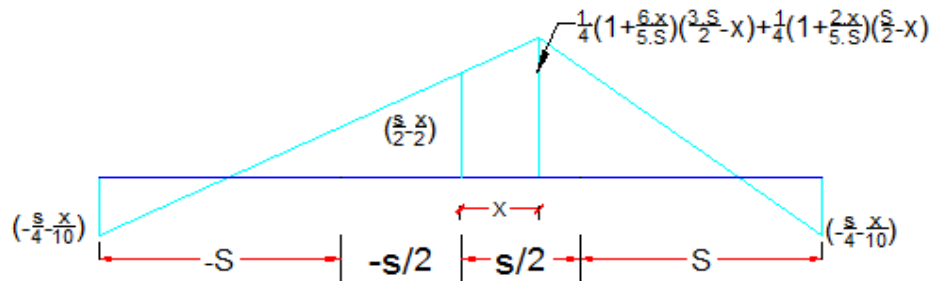


Asumiendo cuatro tramos isostaticos. 7,5 m

$$R = 12954,49 \text{ kg}$$

Calculo los momentos flectores en el diagrama central
 Momento por Carga Viva:

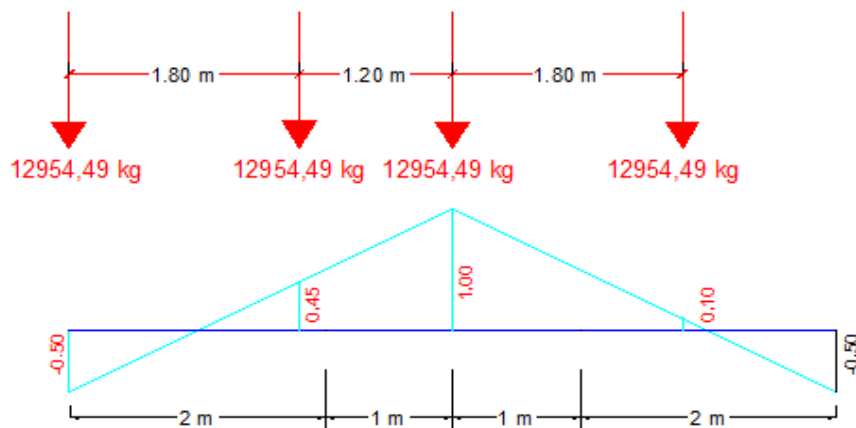
Línea de Influencia del momento en X.



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:

$$X = 0,0 \text{ m} \quad S = 2,0 \text{ m}$$

$$-\frac{S}{4} - \frac{X}{10} = -0,5 \quad \frac{S}{2} - \frac{X}{2} = 1 \quad \frac{1}{4} \left(1 + \frac{6 \cdot X}{S} \right) \left(\frac{3}{2} S - X \right) + \frac{1}{4} \left(1 + \frac{2 \cdot X}{S} \right) \left(\frac{S}{2} - X \right) = 1$$

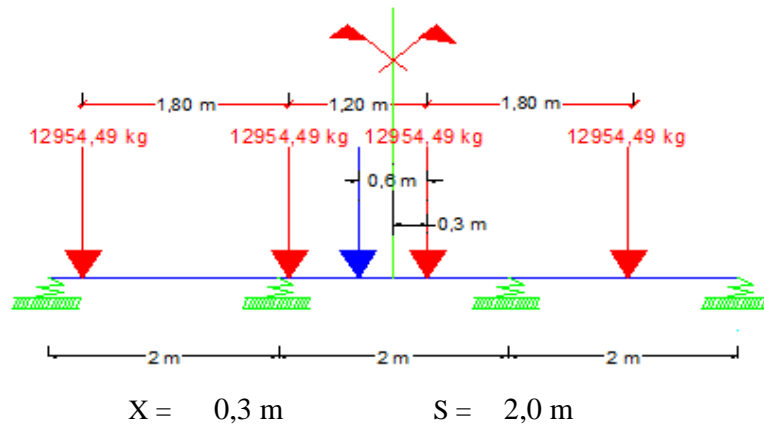


El momento al centro del diafragma para las dos fajas de tráfico valdrá:

$$M = 13602,21 \text{ kg.m}$$

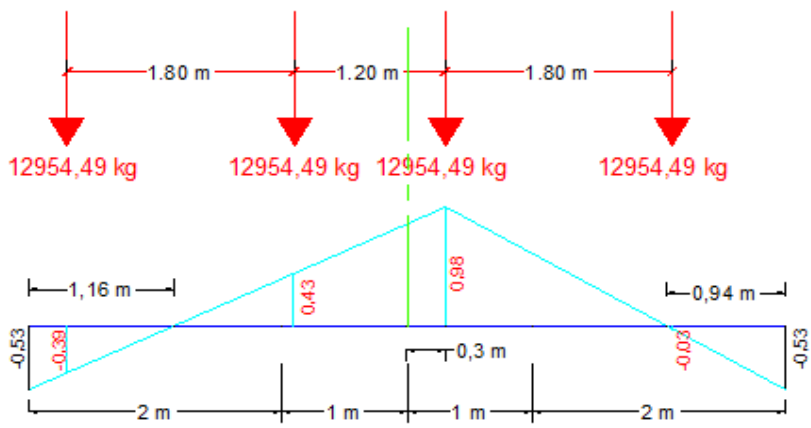
b) Para encontrar el momento máximo según el teorema de Barré, se determina la posición de los camiones de la siguiente manera: "Cuando se tienen varias cargas puntuales, se busca la ubicación de su resultante para luego colocar estas cargas, de manera que el centro de simetría del tramo próxima a ella, 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:



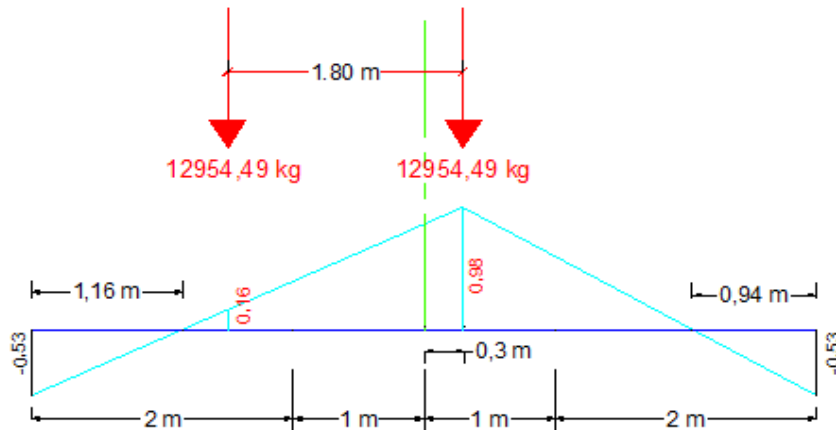
$$\frac{1}{4} \left(1 + \frac{6 \cdot X}{5 \cdot S} \right) \left(\frac{3}{2} \cdot S - X \right) + \frac{1}{4} \left(1 + \frac{2 \cdot X}{5 \cdot S} \right) \left(\frac{S}{2} - X \right) = 1$$

$$-\frac{S}{4} - \frac{X}{10} = -0,53 \qquad \frac{S}{2} - \frac{X}{2} = 0,85$$



El momento máximo que se obtiene en este caso será:
 $M = 12824,94 \text{ kg.m}$

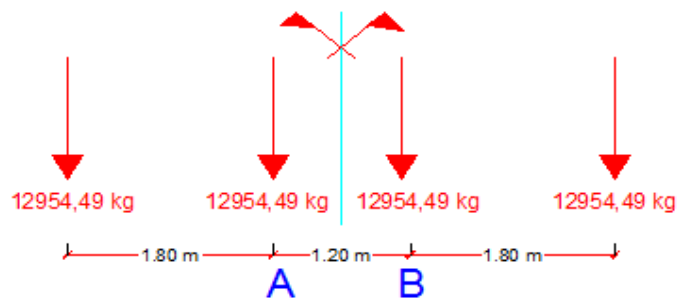
Por otra parte, se observa que alguna de las filas de ruedas pisa en sectores negativos por ello es conveniente analizar también para este último caso con una faja de tráfico, con lo que se obtiene:



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:



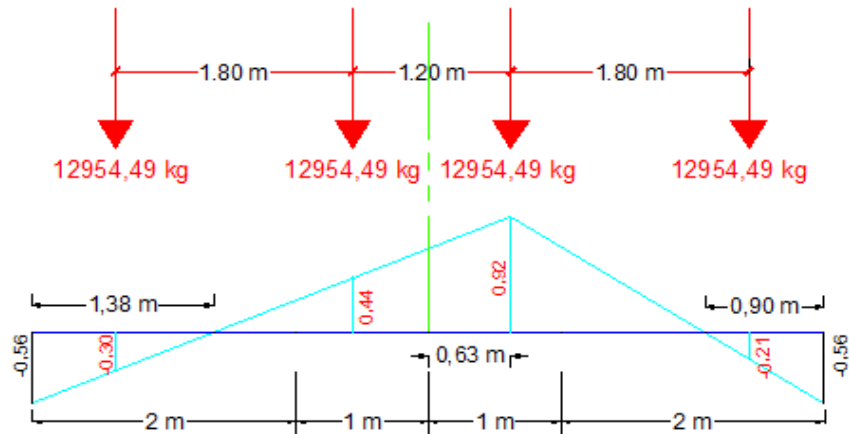
Según Courbon, la distancia X a la cual el momento es máximo está dada por:

$d = 0,6 \text{ m}$ Distancia de una de las filas de ruedas interiores al centro de gravedad del Conjunto de filas de ruedas. $S = 2,0 \text{ m}$

$$e = \frac{S}{6} - \frac{d}{2} = 0,03 \text{ m} \quad X = e + d = 0,63 \text{ m}$$

$$-\frac{S}{4} - \frac{X}{10} = -0,56 \quad \frac{S}{2} - \frac{X}{2} = 0,68$$

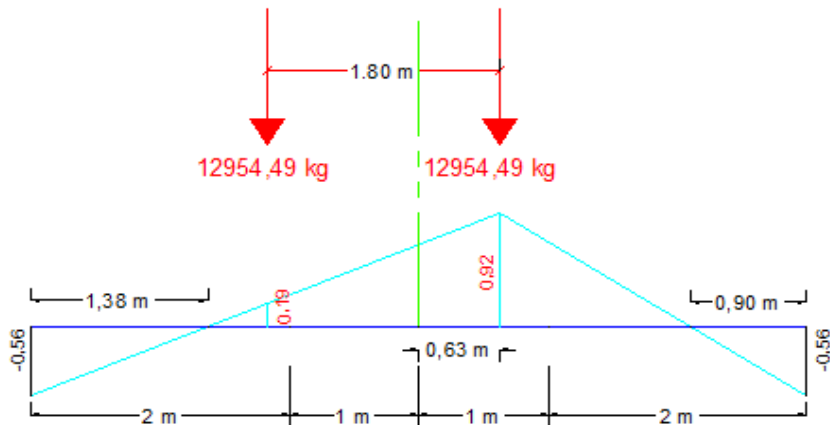
$$\frac{1}{4} \left(1 + \frac{6}{5} \cdot \frac{X}{S} \right) \left(\frac{3}{2} \cdot S - X \right) + \frac{1}{4} \left(1 + \frac{2}{5} \cdot \frac{X}{S} \right) \left(\frac{S}{2} - X \right) = 0,92$$



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:

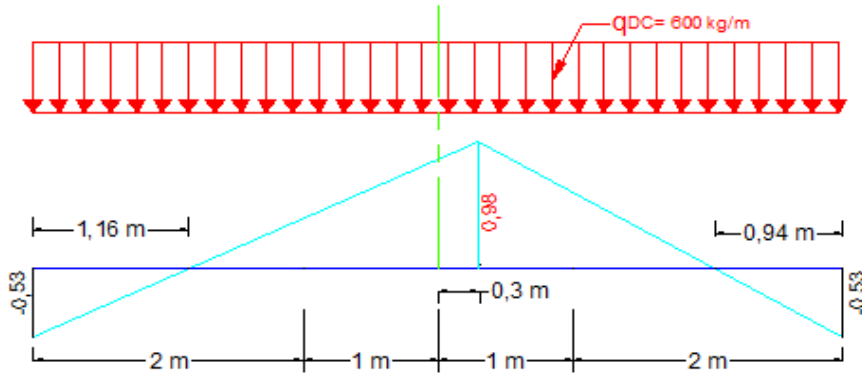
$$X = 0,30 \text{ m (desde el centro)}$$

$$MLL = 14768,12 \text{ kg.m}$$

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:

$$q_{DC} = 600,00 \text{ Kg/m}$$



$$\text{Area negativa} = -0,56 \quad \text{Area positiva} = 1,910$$

$$X = 0,30 \text{ m} \quad (\text{desde el centro})$$

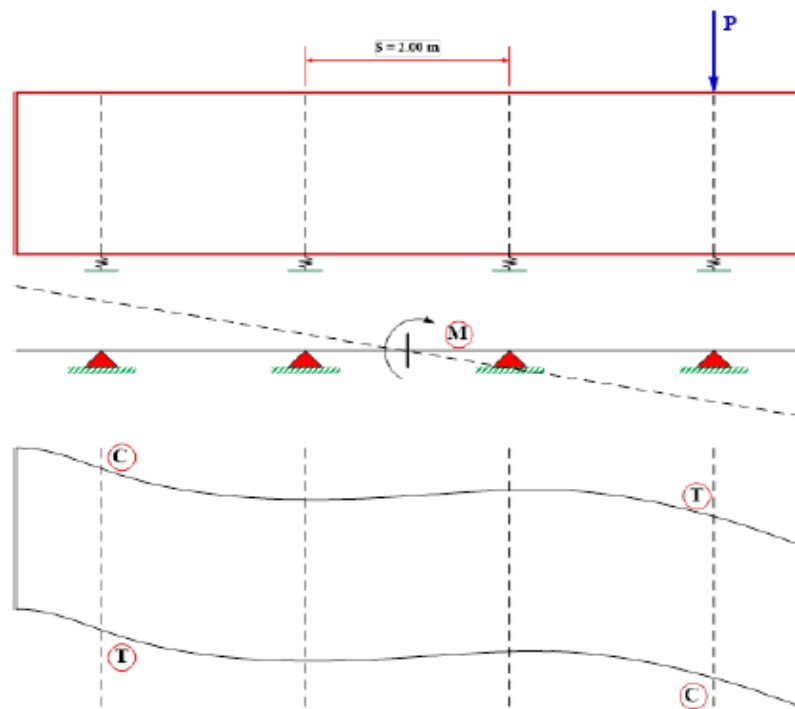
$$M_{DC} = 812,1 \text{ kg.m}$$

Solicitation de diseño

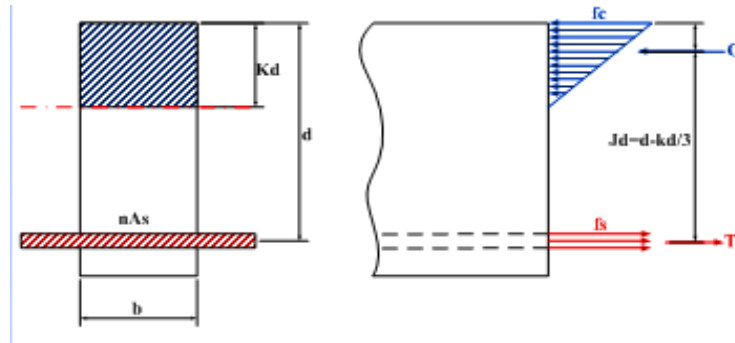
$$M_u = 1,25.M_{DC} + 1,75.M_{LL}$$

$$M_u = 26859,33 \text{ kg.m}$$

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

$$A_s = \frac{Td}{f_y}$$

$$Md = Td \cdot \left(d - \frac{Kd}{3} \right)$$

$$h = 125,00 \text{ cm}$$

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

$$d = 121,50 \text{ cm}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$Md = 2685932,75 \text{ kg.cm}$$

$$b \cdot \frac{Kd^2}{2} - n \cdot A_s \cdot (d - Kd) = 0$$

$$b \cdot \frac{Kd^2}{2} - \frac{Es}{Ec} \cdot \left(\frac{Md}{f_y \cdot \left(d - \frac{Kd}{3} \right)} \right) \cdot (d - Kd) = 0 \quad Kd = 21,07 \text{ cm}$$

$$Td = \frac{Md}{\left(d - \frac{Kd}{3} \right)} = 23462,86 \text{ kg} \quad f_{yd} = \phi \cdot f_y = 3780,00 \text{ kg/cm}^2$$

Armadura necesaria:

$$A_s = \frac{T_d}{f_{yd}}$$

$$A_s = 6,21 \text{ cm}^2$$

Armadura minima:

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d$$

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = 0,0033$$

$$A_{\min} = 8,10 \text{ cm}^2$$

como la armadura necesaria es **menor** que la mínima se diseñara con la minima **Asmin**.

$$A_{s nec} = 8,10 \text{ cm}^2$$

\emptyset (mm)	Nº Fierros	$A\emptyset$ (cm ²)
20	3	9,42

Finalmente USAR:

$$3 \quad \phi \quad 20 \quad \text{mm}$$

Armadura de Distribución:

Altura efectiva (d)

$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2} = 121,50 \text{ cm}$$

$$b_w = 20,0 \text{ cm}$$

As. Vertical.-

El área de refuerzo para cortante perpendicular al refuerzo de tracción por flexión A_v , no debe ser menos de:

$$A_v = 0,0025 * b_w * S \quad (\text{Art. 11.8.4})$$

ACI-318

Donde: $S \leq 30,00 \text{ cm}$

$$\boxed{S \leq \frac{d}{5}} \quad S \leq 24,3 \text{ cm} \quad A_v = 1,22 \text{ cm}^2$$

\emptyset (mm)	Nº Fierros	$A\emptyset$ (cm ²)
10	2	1,57

Finalmente USAR:

$$\phi \quad 10 \quad \text{mm} \quad \text{c/} \quad 20 \quad \text{cm}$$

As. Horizontal.-

El área de refuerzo para cortante paralelo al refuerzo de tracción por flexión, A_{vh} , no debe ser menos de:

$$A_{vh} = 0,0015 * b_w * S \quad (\text{Art. 11.8.5})$$

ACI-318

Donde:

$$s \leq \frac{d}{5}$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

$$S \leq 24,3 \text{ cm}$$

$$A_v = 0,73 \text{ cm}^2$$

\emptyset (mm)	Nº Fierros	$A\emptyset$ (cm ²)
8	2	1,01

Finalmente USAR:

\emptyset **8** mm c/ **20** cm

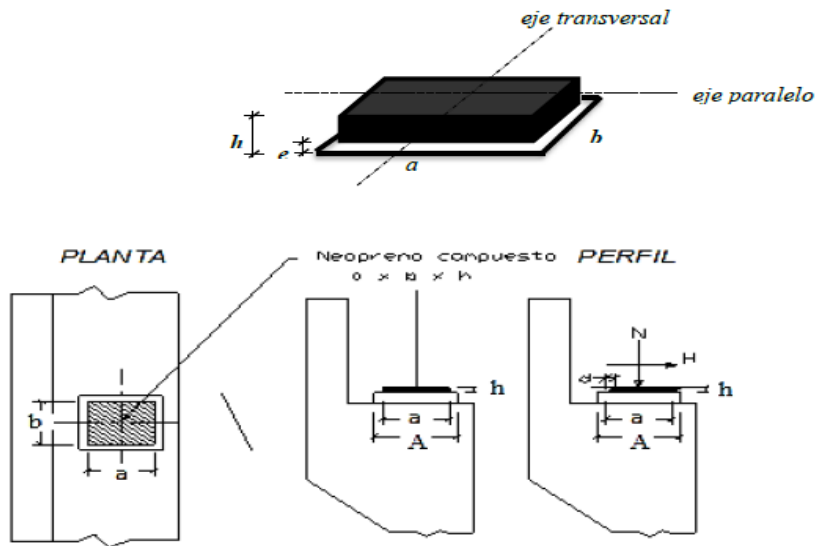
Resumen de la Armadura

As. Principal - Usamos **3 \emptyset 20 mm cada extremo**
As. Secundaria .- (Vertical). Usamos **\emptyset 10 mm C/ 20 cm**
As. Secundaria .- (Horizontal). Usamos **\emptyset 8 mm C/ 20 cm**

4.9.-DISEÑO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO

Datos :

$$N = 68954.5 \text{ Kg}$$



4.9.1.- Predimensionamiento

La fuerza de frenado se tomara como la mayor de los siguientes valores:

$H = 25\%$ de los pesos por eje del camion de diseño o tanden de diseño.

$$H (25\%) = 16564.7 \text{ Kg}$$

$H = 5\%$ del camion de diseño + carga de carril de diseño

$$H (5\%) = 6156.98 \text{ Kg}$$

La mayor carga es de 25% se toma esta y la diviso entre 4

$$H_2 = 4141.175 \text{ Kg}$$

$$\beta \eta m = \frac{N}{A} \leq 10 \text{ MPa}$$

A: Superficie teorica de contacto entre placas [m²]

N: Carga maxima en estado de servicio

β_{nm} : Fatiga maxima adm. en compresion para el neopreno [kg/m²]

$$\beta_{nm} = 10 \quad \text{Mpa} = 1019368 \text{ Kg/m}^2$$

$$A = \frac{N}{\beta_{nm}} = 0.068 \quad \text{m}^2$$

β_n : Fatiga de trabajo en compresion para el neopreno [kg/m²]

a: Dimension menor del neopreno en el sentido paralelo al trafico

b: Dimension mayor del neopreno en sentido transversal al trafico.

e: Espesor de una de las placas que constituyen el neopreno, como ser 0.8, 1, 1.2 cm y en casos especiales 0.5 y 2.0 cm.

Un valor tentativo sera de :

$$a = \sqrt{A} = 0.26 \quad \text{m}$$

$$\text{adopto} \quad a = 0.3 \quad \text{m}$$

Conocido "a" se adopta un espesor "e" de modo que satisfaga la condicion.

$$e = 0.02 \quad \text{m} \quad 12 < \frac{a}{e} < 22$$

$$e = 2.0 \quad \text{cm}$$

$$a/e = 15 \quad \text{Cumple}$$

La fatiga maxima admisible con la siguiente expresion:

$$\beta_n \leq 0.6 * \frac{a}{e} < 1320000 \text{kg/m}^2$$

$$\beta_n = 900000.00 \quad \text{Kg/m}^2 < 1320000 \quad \text{Cumple}$$

El area requerida sera:

$$A_{req} = \frac{N}{\beta_n} = 0.077 \text{ m}^2$$

La otra dimension de la placa sera:

$$b = \frac{A_{req}}{a} = 0.26 \quad \text{m}$$

Pero debemos cuidar que cumpla $a \leq b$

$$a = 1.80 \quad \text{m} \quad b = 2.00 \quad \text{m}$$

Adoptamos Dimensiones Constructivas :

$$a = 0.3 \text{ m} \quad b = 0.4 \text{ m}$$

La fatiga media del aparato de apoyo sera:

$$\beta_m = \frac{N}{a * b} < 12 \text{ MPa}$$

$$11.503 \quad \text{MPa} \quad < \quad 12 \quad \text{MPa}$$

Tomando G = 1000.00 Kg

La distorsion:

$$\mu = \frac{H}{a * b * G} < 1.2$$

$$\mu = 1.15 < 1.2$$

H = Fuerza horizontal

G = Modulo de elasticidad transvesl del Neopreno (0.8;1.0)Mpa

μ = Distorsion debida ala retraccion, deformacion lenta, frenado,viento etc.

Deformacion transmitida por la SE

$$\Delta L = (L * \alpha * \Delta T)$$

$$\Delta L = 12 \quad \text{mm}$$

Altura de las placas de neopreno

$$h = \frac{\Delta L}{\mu}$$

$$h = 10.4 \quad \text{mm}$$

Pero:

$$t \geq \frac{a}{5} = \frac{300}{5} = 60 \text{mm} =$$

$$t = 60 \quad \text{mm}$$

Como en el mercado se encuentra neopreno con una altura de 2 cm utilizamos 3 placas de 20 mm de altura.

$$ht = 60 \quad \text{mm}$$

Rotacion para la placa

$$\Omega = 3.3 * \left(\frac{a}{e}\right)^3 * \beta_m$$

$$\Omega = 21.6513 \text{ rad}$$

Siendo la rotacion maxima de todo el apoyo

$$ht * \Omega = 129.9078 \text{ rad}$$

Coefficiente de friccion

$$\mu = \frac{H}{N} < 0.4 \quad \mu = 0.08929 \text{ Cumple}$$

Tension de traccion en las placas: (espesor de plancha = 1mm)

$$\beta_a = 0,75 * \frac{e}{S} * \beta_m$$

$$\beta_a = 13950000 \text{ Kg/m}^2 < 1.4E+07 \text{ kg/m}^2 \text{ cumple}$$

$$\beta_a = 139.5 \text{ MPa} < 140 \text{ Mpa} \text{ cumple}$$

4.9.2.- Calculo de la armadura de los Dados de Apoyo

Datos:

N = 68954.63 Kg
 a = 30 cm
 ao = 20 cm
 fy = 4200 kg/cm²

$$Asa = \frac{0,3 \times N \times \frac{(a - ao)}{a}}{fy} =$$

Asa = 1.64 cm²

ϕ (mm)	Nº Fierros	ϕ (cm ² /m)
10	4	3.14

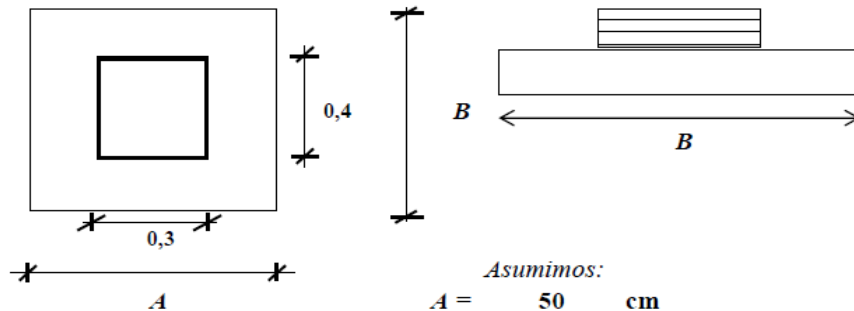
Finalmente USAR:

ϕ 10 mm

Colocar 1 capa de 5 barras ϕ 10 mm c/5cm y 3 capas de 5 barras ϕ 10mm c/10 cm

Dados.-

VISTA EN PLANTA



Asumimos:

A = 50 cm
 B = 60 cm

4,10 .- DISEÑO DEL ESTRIBO

Son estructuras que sirven de apoyo extremo al puente y que además de soportar la carga superestructura, sirven de contención de los terraplenes de acceso y por consiguiente están sometidos a empujes de tierras.

Los estribos como muros de contención, pueden ser de concreto simple (estribos de gravedad) o de concreto armado (muros en voladizo o con pantalla y contrafuerte).

$f_c =$	280	kg/cm ²	Resistencia del Hormigón
$\gamma_H =$	2400	kg/m ³	Peso específico del Hormigón
$f_y =$	5000	kg/cm ²	Resistencia del acero Estructural
$E_s =$	2.E+06	kg/cm ²	Módulo de elasticidad del Acero
$\gamma_s =$	1700	kg/m ³	Peso específico del Terraplen
$\sigma_{adm} =$	2.46	kg/cm ²	Esfuerzo Admisible del suelo

4.10.1.- PREDIMENSIONAMIENTO :

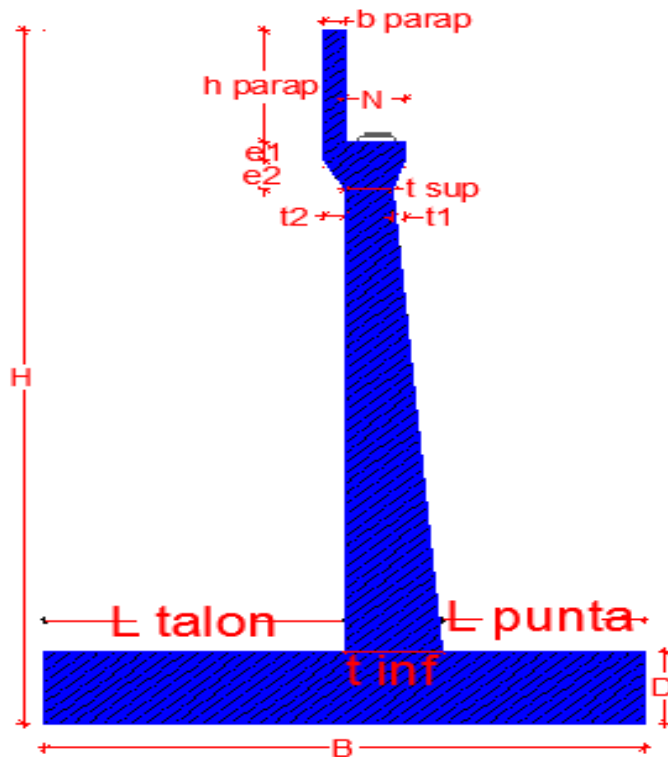
H= 10.67 m

B =	Ancho del cimiento =	$1/2H - 2/3H =$	7.1 m	=	8.0 m
D =	Altura del cimiento =	$0,1H =$	1.1 m	=	1.2 m
L punta =	Longitud de punta =	$B/3 =$	2.7 m	=	2.7 m
t sup =	Grosor menor de pantalla = $H/24 =$		0.4 m	=	0.6 m
t inf =	Grosor mayor de pantalla = $0,1H =$		1.1 m	=	1.2 m
N =	0.75 m	$N_{min.} =$	0,24 m		
L talon =	4.1 m				
b parap =	0.25 m				
t1 =	0.2 m				
t2 =	0.3 m				
h parap =	2.1 m				
e1 =	0.3 m				
e2 =	0.5 m				

DATOS

Lcj =	9.5 m
Pfs =	4.0 m
Lc =	29.4 m

6.57



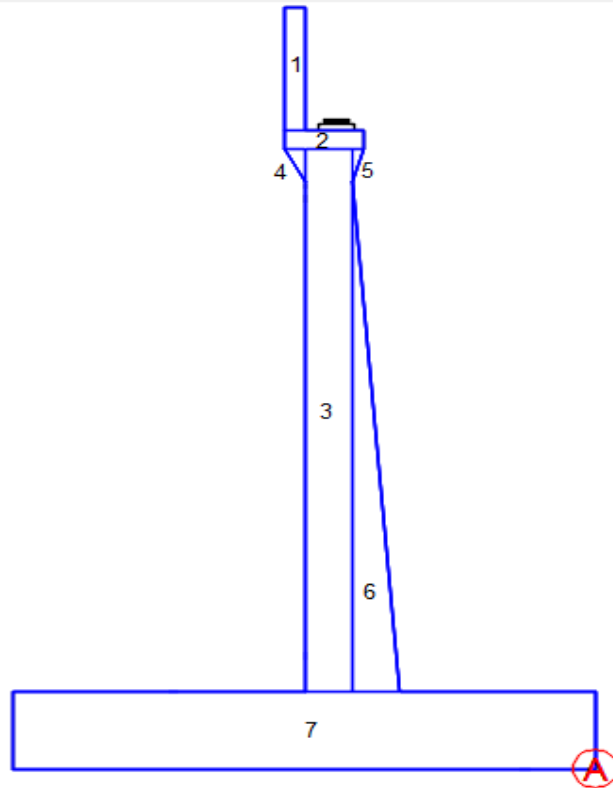
**4.10.2-CARGAS EN EL ESTRIBO
CASO I - ESTRIBO CON PUENTE**

4.10.2.1 CARGAS VERTICALES

(Considerando franjas de 1m de long. de estribo)

a) CARGAS DC

(Peso propio del H°A)



PESO PROPIO H°A° (PUNTO A)

Elemento	Volumen (m3)	DC kg/m	XA m	YA m	XA*DC kg.m/m	YA*DC kg.m/m
1	0.525	1260	4.05	9.62	5103	12121.2
2	0.3	720	3.4	8.555	2448	6159.6
3	3.535	8484	3.45	5.3275	29270	45198.5
4	0.0495	118.8	4	7.94	475.2	943.272
5	0.075	180	3.46	7.94	622.8	1429.2
6	4.949	11877.6	3.17	2.59	37652	30763
7	9.6	23040	4	0.6	92160	13824
Σ=		45680.4			256173	156556

$$\Sigma DC = 45680.4 \text{ Kg/m}$$

$$X_A = \frac{\Sigma(XA * D)C}{\Sigma DC} = 5.6 \text{ m}$$

$$Y_A = \frac{\Sigma(YA * D)C}{\Sigma DC} = 3.4 \text{ m}$$

b) PESO PROPIO DE LA SUPER ESTRUCTURA (DC)

Componentes	R. Viga Ext. (kg)
DC acc + Losa =	69262.8 kg
DC VIGA =	89879.6 kg
DC Diafragma =	9000 kg
$\Sigma DC =$	168142 KG

Coef.mayoracion 0.1053

P_{DC} = 17699.2 kgs/m (Carga Mayorada)

XA = 4.45 m

c) CARGA DE LA CAPA DE RODADURA (DW)

Peso Asfalto en Superestructura:

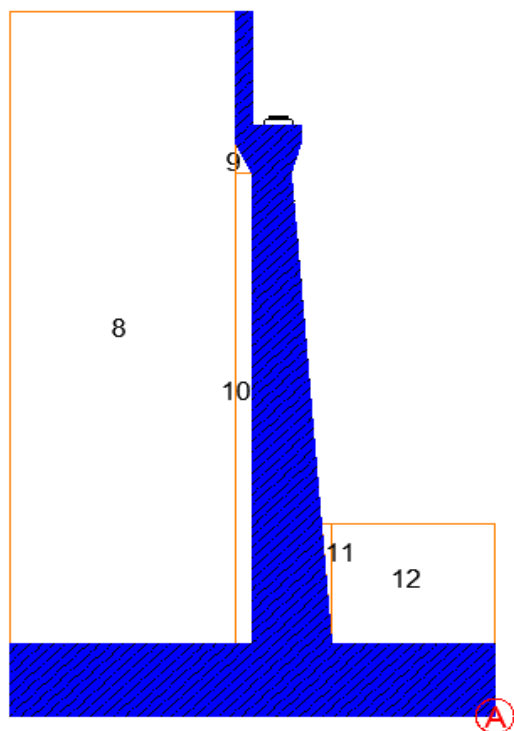
Comoponentes	R. Vigas (kg)
DW Rodadura	11764

Coef.mayoracion 0.10526

P_{DW} = 1238.315 kg/m (Carga Mayorada)

XA = 4.45 m

d) CARGAS (VC) (Peso del terrerno)



PESO PROPIO TERRAPLEN (PUNTO A)

Elemento	Volumen m ³	EV kg/m	XA m	YA m	XA*EV kg.m/ m	YA*EV kg.m/m
8	35.986	61176.2	6.1	5.335	373175	326375
9	0.075	127.5	4.1	7.87	522.75	1003.43
10	2.031	3452.7	4.05	3.835	13983.4	13241.1
11	0.23	391	2.75	3.1	1075.25	1212.1
12	5.76	9792	1.35	2.65	13219.2	25948.8
Σ=		74939.4			401975	367780

$$\Sigma EV = 74939.4 \text{ Kg/m}$$

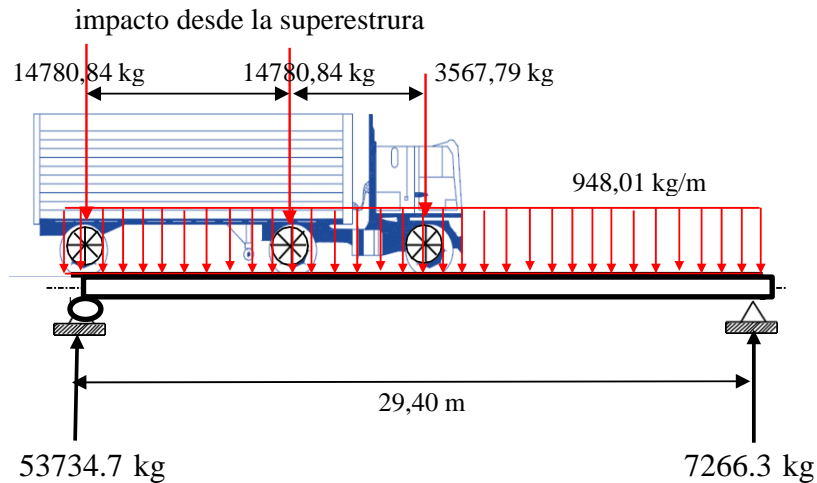
$$\Sigma XA*EV = \Sigma YA*EV =$$

$$XA = \frac{\Sigma(XA * EV)}{\Sigma EV} = 5.36401 \text{ m}$$

$$YA = \frac{\Sigma(YA * EV)}{\Sigma EV} = 4.9077048 \text{ m}$$

e) CARGAS VIVAS e CARGAS DE IMPACTOS (LL + IM)

Desde la superestructura



componente	R.Vigas (kg)
PLL + IM =	53734.7 KG

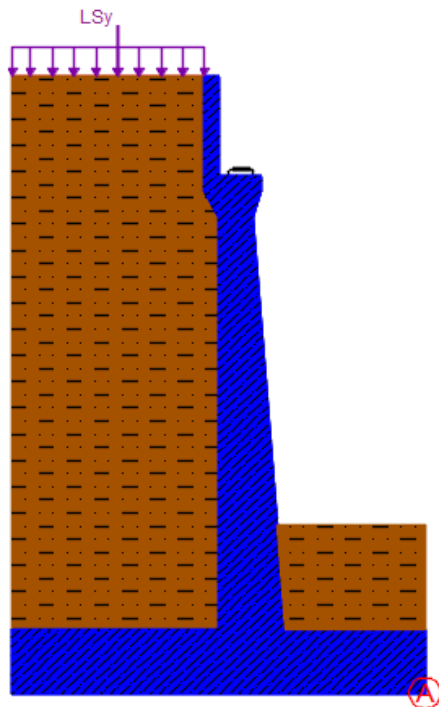
$$P_{(LL + IM)} = 5656.3 \text{ Kg/m} \quad (\text{Carga Mayorada})$$

$$XA = 4.45 \text{ m}$$

f) CARGAS LS (Sobrecarga por carga viva en el terreno)

Altura equivalente del suelo por S/C (tabla 3.11.6.4-1)(AASTHO 2004)

Por cargas vehiculares actuando sobre del terreno, agregamos una porcion equivalente de suelo . En Este caso para :



$$H = 10,67 \text{ m}$$

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

$$h_{eq} = 600 \text{ mm}$$

$$h_{eq} = 0.6 \text{ m}$$

Terreno Equivalente extendido en 4,10 m del talon del estribo

$$LSy = 5049 \text{ Kg}$$

$$XA = 5.9333 \text{ m}$$

g) CARGAS EHy (Carga lateral del terreno)

$$EHy = 11685.9 \text{ Kg}$$

$$XA = 8.0 \text{ m}$$

RESUMEN CARGAS VERTICALES

CARGA	TIPO	V kg/m	X_A m	M_V kg.m/m
DC	DC	45680.4	5.6 m	256173
PDC	DC	17699.2	4.45	78761.4
PDW	DW	1238.315	4.45	5510.5
EV	EV	74939.4	5.36	401975
PLL+IM	LL+IM	5656.2999	4.45	25170.5
LSY	LS	5049	5.933333	29957.4
Ehy	EH	11685.9	8	93487.2
$\Sigma =$		189124		1144860

4.10.2.2 CARGAS HORIZONTALES

Calculo del coeficiente de empuje activo (k_a)

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi'_f)}{\Gamma * [\sin^2\theta * \sin(\theta - \delta)]} \quad \Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_f + \delta) * \sin(\phi'_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) * \sin(\theta + \beta)}} \right]^2$$

$\phi_f =$	30.0 °	Angulo de friccion interna
$\delta =$	20.0 °	Angulo de friccion entre el suelo y el muro $\delta = \frac{2}{3} \times \phi' f$
$\phi'_f =$	30.0 °	Angulo efectivo de Friccion Interna
$\beta =$	0.0 °	Angulo del material del suelo con la horizontal
$\theta =$	90.0 °	Angulo de inclinacion del muro del lado del terreno

Entonces : hacemos las iteraciones de las formulas anteriores

$$\Gamma = 2.684 \quad k_a = 0.297$$

4.10.2.2.1 CARGAS ACTUANTES

a) CARGA LS (Sobrecarga por carga viva en el terreno)

Componente Horizontal de la sobrecarga por carga viva

$heq =$	0.6 m	$P = Ka * heq * \gamma =$	302.94 kg/m ²
$ka =$	0.297		
$\gamma =$	1700 kg/m ³		
$P =$	302.94 kg/m ²	$H =$	10.67 m
$LSx =$	3232.37 Kg/m	$LSx = H * P =$	3232.37 Kg/m
$YA =$	5.34m		

b) CARGAS EH (Presion Lateral del terreno)

$\delta =$	20.0 °		
$ka =$	0.297		
$H =$	10.7 m	$P = Ka * H * \gamma =$	5387 kg/m ²
$P =$	2696 kg/m ²		
$\gamma =$	1700 kg/m ³		
$EH =$	14386 kg/m	$EH = P * \frac{H}{2} =$	14386 Kg/m
$EHx =$	13518 kg/m		
$YA =$	3.56 m	$EHx = EH * \cos\delta =$	13518 Kg/m

c) CARGAS BR (Fuerza de frenado)

$$\begin{aligned}
 q_{\text{carril}} &= 948.01 \text{ kg/m} && \text{(Art. 3.6.4)} \\
 P_{\text{camion}} &= 14780.8 \text{ kg} && \text{AASHTO - LRFD} \\
 P_{\text{tandem}} &= 11213 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

La fuerza de frenado de debera tomar el mayor de los siguiente valores:

1.- 25% de los pesos por eje del camion de diseño o tandem de diseño

$$\begin{aligned}
 \text{Camion} &= 8282.4 \text{ kg} \\
 \text{Tandem} &= 5606.5 \text{ kg} \\
 \text{Fr} &= 8282.4 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

2.- 5% del camion de diseño mas la carga del carril o 5%

del tandem de diseño mas la caga del carril

$$\begin{aligned}
 q_{\text{carril} + \text{cami}} &= 3050 \text{ kg} \\
 q_{\text{carril} + \text{tand}} &= 1954.2 \text{ kg} \\
 \text{Fr} &= 3050 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

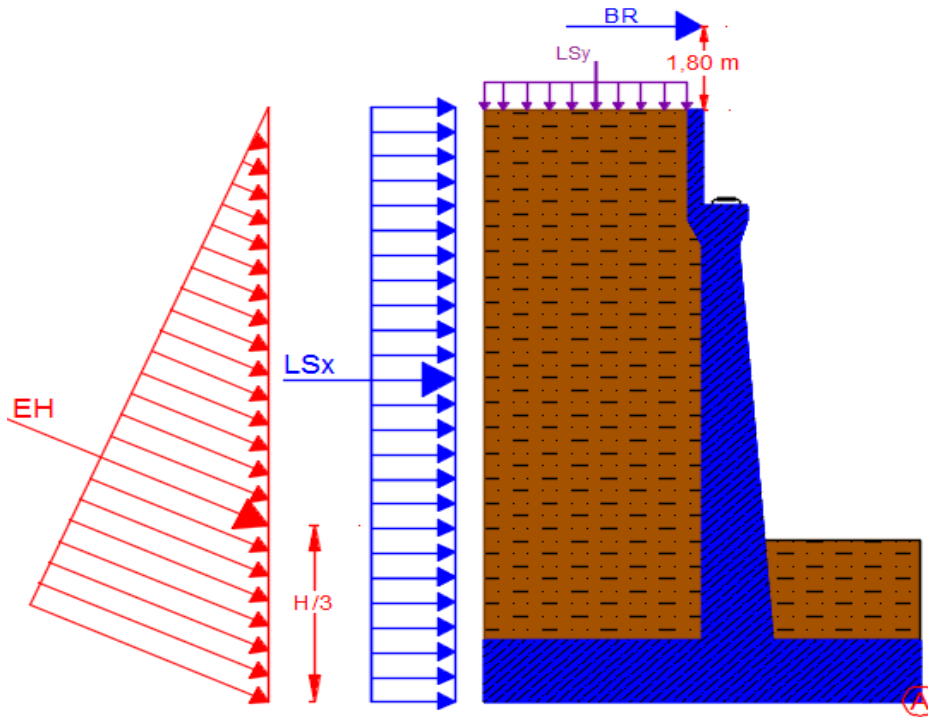
Solo escojemos el mayor :

$$\text{Br} = 8282.4 \text{ kg}$$

Se asumira que esta fuerza actua horizontalmente a una distancia de 1,8 m sobre la superficie de la calzada

$$\text{BR} = 871.83 \text{ kg/m}$$

$$\text{YA} = 12.5 \text{ m}$$



RESUMEN DE CARGAS HORIZONTALES

CARGA	TIPO	H (kg/m)	Y _A (m)	M _H (kg.m/m)
LSX	LS	3232.37	5.34m	17244.7
EHX	EH	13518	3.56	48079.7
BR	BR	871.83	12.47	10871.7
Σ=		17622		76196.1

4.10.2.3 ESTADOS LIMITES APLICABLES

Y COMBINACION DE CARGA

Tomando en cuenta los estados limites de Resistencia I y Servicios I aplicables en este caso y con un valor $n = nDnRnI = 1$

Para el chequeo de estabilidad al vuelco y deslizamiento observando en el grafico las cargas actuantes, utilizamos los factores γ maximos para las cargas horizontales que generan vuelcos 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 para el chequeo de presiones en la base empleamos los factores maximos en cargas vertivales y horizontales para maximizar efectos. en este caso lo denominaremos Ib.

CASO I ESTRIBO CON PUENTE

CARGAS VERTICALES V _U								
TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	EH	Σ=
CARGA	DC	PDC	PDW	EV	PLL+IM	LSY	EHY	VU (kg)
V(kg)=	45680.4	17699.2	1238.315	74939.4	5656.3	5049	11685.9	2E+05
RES Ia	0.9	0.9	0.65	1	1.75	1.75	0.9	2E+05
	41112.36	15929.28	804.90476	74939.4	9898.52	8835.75	10517.31	
RES Ib	1.25	1.25	1.5	1.35	1.75	1.75	1.5	2E+05
	57100.5	22124	1857.4725	101168.2	9898.52	8835.75	17528.85	
SERV I	1	1	1	1	1	1	1	2E+05
	45680.4	17699.2	1238.315	74939.4	5656.3	5049	11685.9	

MOMENTO ESTABILIZADOR POR CARGAS VERTICALES M_{VU}								
TIPO	DC		DW	EV	LL+IM	LS	EH	$\Sigma=$
CARGA	DC	PDC	PDW	EV	PLL+IM	LSY	EHY	MVU kgm
MVU kg	256173	78761.44	5510.5018	401975.5	25170.5	29957.4	93487.2	9E+05
RES Ia	0.9	0.9	0.65	1	1.75	1.75	0.9	9E+05
	230555.7	70885.3	3581.8262	401975.5	44048.4	52425.5	84138.48	
RES Ib	1.25	1.25	1.5	1.35	1.75	1.75	1.5	2E+06
	320216.4	98451.8	8265.7	842928.4	44048.3	66489	175288.6	
SERV I	1	1	1	1	1	1	1	9E+05
	256173	78761.44	5510.5018	401975.5	25170.5	29957.4	93487.2	

CARGAS HORIZONTALES H_U				
TIPO	LS	EH	BR	$\Sigma=$
CARGA	LS_x	EH_x	BR	H_U (kg)
H(kg)=	3232.37	13518	871.83	17622
RES Ia	1.75	0.9	1.75	19349
	5656.6472	12166.38	1525.7	
RES Ib	1.75	1.5	1.75	27460
	5656.6472	20277.29	1525.7	
SERV I	1	1	1	17622
	3232.3698	13518.2	871.83	

MOMENTOS DE VUELCO (M_{HU})				
TIPO	LS	EH	BR	$\Sigma=$
CARGA	LS_x	EH_x	BR	MHU kgm
MHU kgm	20500.4	139129.3	12903.1	172533
RES Ia	1.75	0.9	1.75	183672
	35875.7	125216.4	22580.3	
RES Ib	1.75	1.5	1.75	267150
	35875.7	208694	22580.3	
SERV. I	1	1	1	172533
	20500.4	139129.3	12903.1	

4.10.2.4 CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

a) VUELCO ALREDEDOR DEL PUNTO "A"

Calculo del e_{max} :

Estado limite de Resistencia (AASHTO)

Se debe mantener la resultante en las base del cimientto dentro dentro de la mitad central ($e \leq B/4$), exepcto el caso de suelo rocoso en que se mantendrá en los $\frac{3}{4}$ centrales ($e \leq 3/8B$).

Es decir : $B = 8.0 \text{ m}$
 $e_{max} = B/4 = 2.0 \text{ m}$

$$X_o = \frac{MVU - MHU}{VU} \qquad e_{min} = \frac{B}{2} - X_o$$

ESTADO	V_U kg	M_{VU} kg.m	M_{HU}	X_o m	e m	e_{max} m	OBS.
RESIS Ia	162037.5	887610.6	183672.4	4.10	0.10	2	OK
RESIS Ib	218513.3	1555688	267150	4.07	0.07	2	OK
SERV I	161948.5	891035.5	172532.8	4.14	0.14	2	OK

b) DESLIZAMIENTO DE LA BASE DEL ESTRIBO

La resistencia mayorada contra la falla por el resbalamiento, se puede tomar como:

$$QR = \phi \times Qn = Q\tau + \phi \times Qep$$

Donde :

$\phi\tau$ = Factor de Resistencia para el Estado Limite de Resistencia de la Fundaciones Superficiales especificado en la **Tabla 10.5.5-1 de la AASHTO - LRFD 2004**

$Q\tau$ = Resistencia nominal al Corte entre el suelo y la fundacion (kg)

Qcp = Resistencia pasiva nominal del suelo disponible durantela totalidad vida de diseño de la estructura (kg) 0,5

con:

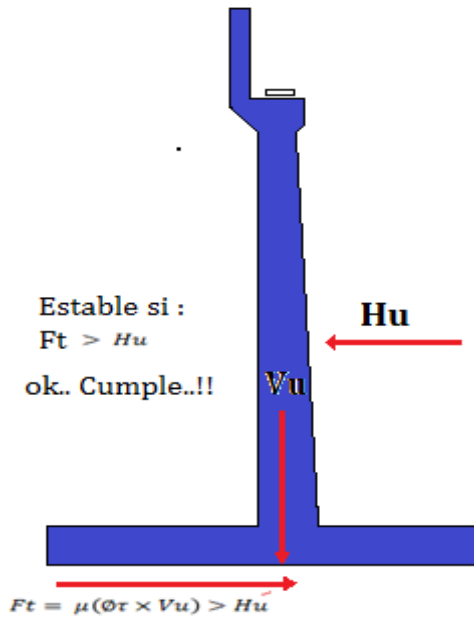
$$\mu = tg\phi f = tg 30 = 0.577 \quad \text{Art. (10.6.3.3)}$$

$$\phi\tau = 0,45 \quad 0.45$$

Tabla 10.5.5-1 - Factores de Resistencia para el Estado Limite 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

$$Ft = \mu(\phi\tau \times Vu) > Hu$$



ESTADO	V_U Kg	RESISTEN TE F_t	ACTU H_U (kg)	OBS.
RESIS Ia	162037.5	42073	19349	OK
RESIS Ib	218513.3	56737	27460	OK
SERVICIO I	161948.5	42050	17622	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:

$$\sigma_{max} = \frac{F_{verticales}}{B} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{B}\right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{F_{verticales}}{B} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{B}\right)$$

ESTADO	VU kg	e m	σ_{max}	σ_{min}	OBS.	OBS.
RESIS Ia	162037.5	0.10	1.82	1.87	OK	OK
RESIS Ib	218513.3	0.07	2.40	2.22	OK	OK
SERV I	161948.5	0.14	2.24	1.81	OK	OK

La capacidad de carga mayorada, q_R , en el estado límite de resistencia se deberá tomar :

$$qR = \phi * qn$$

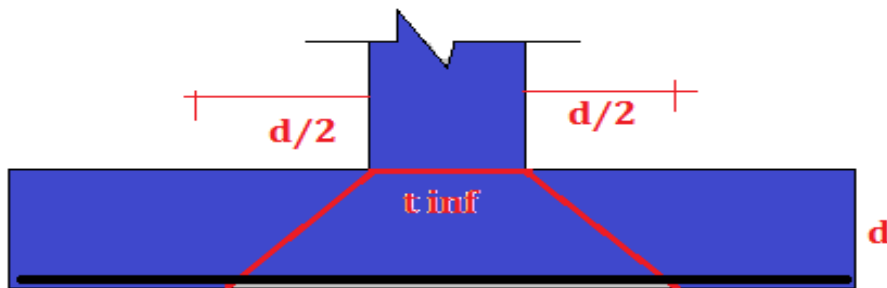
$qn = qult =$ Capacidad de carga nominal (kg/cm^2)

Resistencia Admisible del terreno es $2,46 \text{ kg}/\text{cm}^2$

$$\sigma_{adm} = 2.46 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

d) POR PUNZAMIENTO EN LA SECCION *tin*.

EL punzamiento en una seccion critica del estribo, en la distancia $d/2$ alrededor de *tin* entre el muro talon y punta con un canto util "d", se estima que el punzonamiento se da a 45° con $d/2$



Tenemos los datos disponibles :

$$Pu = 161949 \text{ Kg}$$

$$t_{inf} = 1.2 \text{ m} \quad \text{Grosor mayor de pantalla}$$

$$d = 1.12 \text{ m} \quad \text{Canto Util}$$

$$r = 0.086 \text{ m} \quad \text{Recubrimiento en la base}$$

$$B = 8.0 \text{ m} \quad \text{Ancho del cimiento}$$

$$b = 1.00 \text{ m} \quad \text{Ancho de la seccion}$$

$$L_{cj} = 9.5 \text{ m} \quad \text{Longitud del cajado}$$

$$\phi = 0.9 \quad \text{Coeficiente de seguridad para cortante}$$

$$b_o = .2(t_{inf} + d + L_{cj}) = 3.63 \text{ m}$$

$$V_u = Pu - Pu * \frac{(t_{inf} + d)}{B} = 115085 \text{ Kg}$$

Resistencia del hormigon al punzonamiento : $V_c = 1,06 * \sqrt{f^c * b_o * d} =$

$$V_u < \phi V_c$$

$$V_c = 129271 \text{ Kg}$$

$$115085 < 116343 \text{ kg} \quad \text{ok..!!}$$

4.10.3-Cargas en el Estribo
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)=	45680.4	0	0	74939	0	5049	11685.9	1E+05
RES Ia	0.9	0.9	0.65	1	1.75	1.75	0.9	1E+05
	41112.36	0	0	74939.4	0	8835.75	10517.31	
RES Ib	1.25	1.25	1.5	1.35	1.75	1.75	1.5	2E+05
	57100.5	0	0	101168.2	0	8835.75	17528.85	
SERV I	1	1	1	1	1	1	1	1E+05
	45680.4	0	0	74939.4	0	5049	11685.9	

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
MVU k	256173	0	0	401975.5	0	29957.4	93487.2	8E+05
RES Ia	0.9	0.9	0.65	1	0	1.75	0.9	8E+05
	230555.7	0	0	401975.5	0	52425.5	84138.48	
RES Ib	1.25	1.25	1.5	1.35	1.75	1.75	1.5	1E+06
	320216.3	0	0	542666.9	0	52425.5	140230.8	
SERV I	1	1	1	1	1	1	1	8E+05
	256173	0	0	401975.5	0	29957.4	93487.2	

CARGAS HORIZONTALES (H_U)				
TIPO	LS	EH	BR	$\Sigma=$
CARGA	LS_x	EH_x	BR	H_U (kg)
H(kg)=	3232.37	13518	0	35260.7
RES Ia	1.75	0.9	1.75	17823
	5656.647	12166.376	0	
RES Ib	1.75	1.5	1.75	25934
	5656.647	20277.294	0	
SERV I	1	1	1	16751
	3232.37	13518.196	0	

MOMENTOS DE VUELCO (M_{HU})				
TIPO	LS	EH	BR	$\Sigma=$
CARGA	LS_x	EH_x	BR	MHU kgm
MHU kg.m	17244.69	48079.717	0	65324.4
RES Ia	1.75	0.9	1.75	73450
	30178.21	43271.745	0	
RES Ib	1.75	1.5	1.75	102298
	30178.21	72119.575	0	
SERV I	1	1	1	65324.4
	17244.69	48079.717	0	

4.10.3.1 CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

a) VUELCO ALREDEDOR DEL PUNTO "A"

ESTADO	V_U kg	M_{VU} kg.m	M_{HU}	X_O m	e m	e_{max} m	OBS.
RESIS Ia	135404.8	769095.1	73449.958	5.35	0.35	2	OK
RESIS Ib	1055539	1055539	102298	5.26	0.26	2	OK
SERV I	781593.1	781593.1	65324.41	5.32	0.32	2	OK

c) DESLIZAMIENTO DE LA BASE DEL ESTRIBO

ESTADO	V_U Kg	RESISTEN TE Ft	ACTU H_U (kg)	OBS.
RESIS Ia	135404.8	35158	17823	OK
RESIS Ib	1055539	274071	102298	OK
SERVICIO I	781593.1	202941	65324	OK

e) DESLIZAMIENTO DE LA BASE DEL ESTRIBO

ESTADO	VU kg	e m	σ_{max}	σ_{min}	OBS.	OBS.
RESIS Ia	135404.8	0.35	1.82	1.25	OK	OK
RESIS Ib	1055539	0.26	2.40	2.22	OK	OK
SERVICIO I	781593.1	0.32	1.79	1.21	OK	OK

La capacidad de carga mayorada, q_R , en el estado límite de resistencia se deberá tomar :

$$qR = \phi * q_n$$

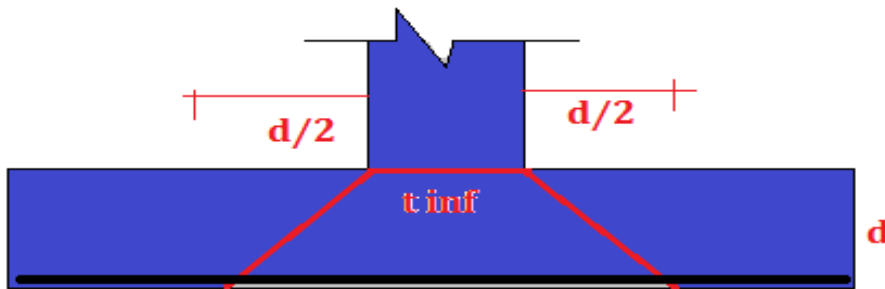
$q_n = q_{ult} =$ Capacidad de carga nominal (kg/cm^2)

Resistencia Admisible del terreno es $2,46 kg/cm^2$

$$\sigma_{adm} = 2.46 \text{ kg/cm}^2$$

d) POR PUNZAMIENTO EN LA SECCION **tin**.

EL punzamiento en una seccion critica del estribo, en la distancia $d/2$ alrededor de **tin** entre el muro talon y punta con un canto util "d", se estima que el punzonamiento se da a 45° con $d/2$



Tenemos los datos disponibles :

$$P_u = 137355 \text{ Kg}$$

$$t_{inf} = 1.2 \text{ m} \text{ Grosor mayor de pantalla}$$

$$d = 1.12 \text{ Canto Util}$$

$$r = 0.1 \text{ Recubrimiento en la base}$$

$$B = 8.0 \text{ m Ancho del cimiento}$$

$$b = 1.00 \text{ m Ancho de la seccion}$$

$$L_{cj} = 9.5 \text{ m Longitud del cajado}$$

$$\phi = 0.9 \text{ Coeficiente de seguridad para cortante}$$

$$b_o = .2(t_{inf} + d + L_{cj}) = 23.64 \text{ m}$$

$$V_u = P_u - P_u * \frac{(t_{inf} + d)}{B} = 97521.8 \text{ Kg}$$

Resistencia del hormigon al punzonamiento : $V_c = 1,06 * \sqrt{f^c * b_o * d} =$

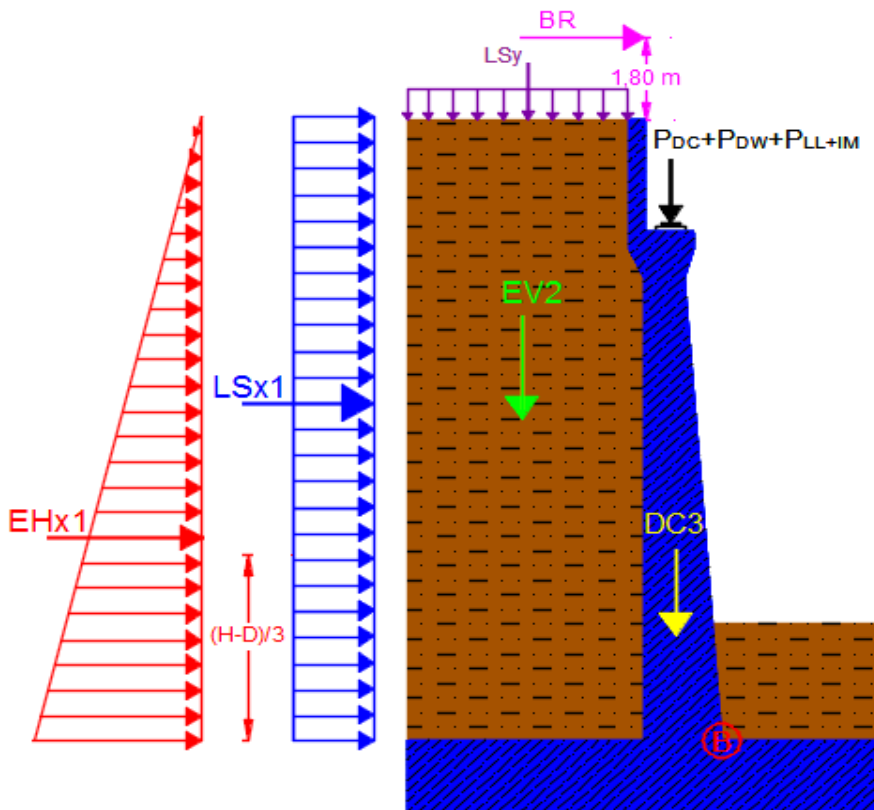
$$V_u < \phi V_c$$

$$V_c = 129587 \text{ Kg}$$

$$97522 < 116629 \text{ kg} \quad \text{ok...!!}$$

4.10.4 CALCULO DE ARMADURA PARA ESTRIBO

a) CALCULO DE CORTANTES Y MOMENTO DE DISEÑO BASE PANTALLA



Altura de la pantalla: $H = 9.47 \text{ m}$

$P = 4781 \text{ Kg/m}^2$	
$EHx1 = 1951.2 \text{ Kg}$	$YB = 3.1567 \text{ m}$
$P = 302.94 \text{ Kg/m}^2$	
$LSx1 = 2868.84 \text{ Kg}$	$YB = 4.735 \text{ m}$
$BR = 10871.7 \text{ Kg}$	$YB = 11.27 \text{ m}$

$$DC2 = 22640.4 \quad \text{Kg} \quad YB = 0.7788 \text{ m}$$

$$MDC2 = 17632.9 \quad \text{Kg}\cdot\text{m}$$

PESO PROPIO H°A° (PUNTO B)

Elemento	Volumen (m3)	DC3 kg/m	XA m	YA m	XA*DC kg.m/ m	YA*DC kg.m/m
1	0.525	1260	1.33	9.62	1675.8	12121.2
2	0.3	720	1.1	8.555	792	6159.6
3	3.535	8484	1.2	5.3275	10181	45198.5
4	0.0495	118.8	0.6	7.94	71.28	943.272
5	0.075	180	0.9	7.94	162	1429.2
6	4.949	11877.6	0.4	2.59	4751	30763
		$\Sigma DC3 = 22640.4$			$\Sigma XA*DC = 17633$	96614.8

CARGAS HORIZONTALES Hu				
TIPO	LS	EH	BR	Σ
CARGA	LSx1	EHx1	BR	Hu (kg)
H (KG)	2868.84	1951.205	10871.7	15692
RESIS Ib	1.75	1.5	1.75	26973
	5020.47	2926.807	19025.5	

MOMENTOS DE VUELCO (M_{Hu})						
TIPO	LS	EH	BR	P	DC	$\Sigma =$
CARGA	LS _{x1}	EH _{x1}	BR	PDC+P DW+PL	$\Sigma DC3$	MHU kgm
MHU kg.	13583.97	6159.3031	122524.3	109442	17632.9	31619.4
RES Ib	1.75	1.5	1.75	1	1.25	55052.0
	23771.94	9238.9547	214417.5	109442	22041.2	

1. Armadura a Flexion (En la Pantalla)

$M_u =$	55052.0	Kg.m	Momento Ultimo
$f_c =$	280	Kg/cm ²	Resistencia Caracteristica H°
$f_y =$	5000	Kg/cm ²	Resistencia Caracteristica del Acero
$r =$	5	cm	Recubrimiento Minimo
$b =$	100	cm	Ancho de la seccion
$h =$	120	cm	Altura
$\phi =$	20	mm	Diametro adop.de barra
$\rho_{min} =$	0.0018		Cuántia Minima

$$\text{Altura efectiva (d)} \quad d = h - r - \frac{\phi}{2} = 114.9 \text{ cm}$$

Alturaa de compresion (a)

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_u}{f_c * b * d^2}} \right) = 2.26 \text{ cm}$$

Armadura necesaria (As)

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b}{f_y}$$

$$A_s = 16.13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$N^\circ = 5.1 \text{ Hierros}$$

Armadura minima (Asmin) :

$$A_{smin} = \rho_{min} \times b \times h$$

$$\rho_{min} = 0.0018$$

$$A_{smin} = 20.682 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como la armadura necesaria es menor que la minima
se diseña con la minima Asmin

$$16.13 \text{ cm}^2/\text{m} < 20.682 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \text{ necesaria} = 20.682 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Numero de hierros # Fierros = 6.6

ϕ (mm)	No Fierros	As ϕ (cm ² /m)
20	7	20.682

Finalmente Usar :

20 ϕ	20mm	c/	25	cm
-----------	------	----	----	----

2. Armadura de Temperatura (En la base Pantalla)

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 opues al relleno, en ambos sentidos.

(Art. 5.10.82-1)

AASHTO - LRFD

Donde :

$$\begin{aligned} f_y &= 5000 \text{ kg/cm}^2 \\ t_{inf} &= 1.2 \text{ m} \\ A_g &= 13000 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{ste} = 0,756 * \frac{A_g}{f_y}$$

$$A_{ste} = 1.9656 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,0018 * A_g = 23.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 23.4 \text{ cm}^2 \quad \text{Para las dos caras}$$

$$A_{smin} = 11.7 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Para una cara}$$

Numero de hierros # hierros = 4.0

ϕ (mm)	No Fierros	As ϕ (cm ² /m)
20	4	12.5178

Finalmente USAR :

ϕ	20	mm	c/	25	cm
--------	----	----	----	----	----

3. Diseño a Cortante (En la base de la pantalla)

Cortante ultimo de diseño: $V_u = 26972.8 \text{ kg/m}$

$$\text{Resistencia del Hormigon al Corte : } V_c = 0,53 * \sqrt{f_c * b * d} =$$

$$V_u = 26972.79 \text{ Cortante de calculo ultimo}$$

$$d = 111.5 \text{ Canto del Poste}$$

$$\phi = 0.9 \text{ Coeficiente de seguridad del poste}$$

$$b = 100 \text{ Ancho que soporta el corte}$$

$$V_c = 34407.98 \quad \text{Kg}$$

$$V_u < \phi V_c$$

$$26973 < 30967.2 \quad \text{Ok..}$$

CALCULO DE CORTANTES Y MOMENTO DE DISEÑO (Base del parapeto)

Altura de la pantalla: $H = 2.1 \text{ m}$

$$P = 1060 \text{ Kg/m}^2$$

$$EHx2 = 432.685 \text{ Kg} \quad Y_c = 0.7 \text{ m}$$

$$P = 1060 \text{ Kg/m}^2$$

$$LSx2 = 2226.61 \text{ Kg} \quad Y_c = 1.05 \text{ m}$$

$$BR = 871.83 \text{ Kg} \quad Y_c = 3.9 \text{ m}$$

$$DC4 = 1260 \text{ Kg} \quad Y_c = 0.125 \text{ m}$$

$$MDC4 = 157.5 \text{ Kg.m}$$

CARGAS HORIZONTALES H_u				
TIPO	LS	EH	BR	Σ
CARGA	$LSx2$	$EHx2$	BR	H_u (kg)
H (KG)	2226.61	432.6853	871.83	3531.1
RESIS	1.75	1.5	1.75	
Ib	3896.57	649.028	1525.7	6071.3

MOMENTOS DE VUELCO (M_{Hu})						
TIPO	LS	EH	BR	P	DC	$\Sigma =$
CARGA	$LSx2$	$EHx2$	BR	PDC+P DW+PL L	$\Sigma DC4$	MHU kgm
MHU kg.	2337.939	302.87973	3400	109442	157.5	31619.4
RES	1.75	1.5	1.75	1	1.25	4742.6
Ib	4091.394	454.3196	5950.24	109442	196.875	

4. Armadura a Flexion (Base de parapeto)

Mu =	4742.6	Kg.m	Momento Ultimo
fc =	280	Kg/cm ²	Resistencia Caracteristica H°
fy =	5000	Kg/cm ²	Resistencia Caracteristica del Acero
r =	5	cm	Recubrimiento Minimo
b =	100	cm	Ancho de la seccion
h =	120	cm	Altura
φ =	16	mm	Diametro adop.de barra
ℓmin =	0.0018		Cuántia Minima

$$\text{Altura efectiva (d)} \quad d = h - r - \frac{\phi}{2} = 114.92 \text{ cm}$$

Alturaa de compresion (a)

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{Mu}{fc * b * d^2}} \right) = 2.26 \text{ cm}$$

Armadura necesaria (As)

$$As = \frac{0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b}{fy}$$

$$As = 16.13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$N^\circ = 8.0 \text{ Hierros}$$

Armadura minima (Asmin) :

$$Asmin = \rho_{min} \times b \times h$$

$$\rho_{min} = 0.0018$$

$$Asmin = 20.686 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como la armadura necesaria es menor que la minima se diseña con la minima Asmin

$$16.13 \text{ cm}^2/\text{m} < 20.686 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As \text{ necesaria} = 20.686 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Asnec \text{ para una cara} = 10.343 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Numero de hierros

$$\# \text{ hierros} = 5.1$$

ϕ (mm)	No Fierros	As ϕ (cm ² /m)
16	6	12.0576

Finalmente Usar :

ϕ 16 mm	c/ 17 cm
--------------	----------

5. Armadura de Temperatura (En la base Parapeto)

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 opues al relleno, en ambos sentidos.

(Art. 5.10.82-1)

AASHTO - LRFD

Donde :

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

$$b_{parp} = 25.0 \text{ m cm}$$

$$A_g = 13000 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{ste} = 0,756 * \frac{A_g}{f_y}$$

$$A_{ste} = 1.9656 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,0018 * A_g = 23.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 23.4 \text{ cm}^2 \quad \text{Para las dos caras}$$

$$A_{smin} = 11.7 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Para una cara}$$

Numero de hierros # hierros = 5.8

ϕ (mm)	No Fierros	As ϕ (cm ² /m)
16	6.0	12.0576

Finalmente USAR :

ϕ 16 mm	c/ 17 cm
--------------	----------

Diseño a Cortante (En la base de la pantalla)

Cortante ultimo de diseño: $V_u = 6071.3 \text{ kg/m}$

$$\text{Resistencia del Hormigon al Corte : } V_c = 0,53 * \sqrt{f_c * b * d} =$$

$$V_u = 6071.296 \text{ Cortante de calculo ultimo}$$

$$d = 111.5 \text{ Canto del Poste}$$

$$\phi = 0.9 \text{ Coeficiente de seguridad del poste}$$

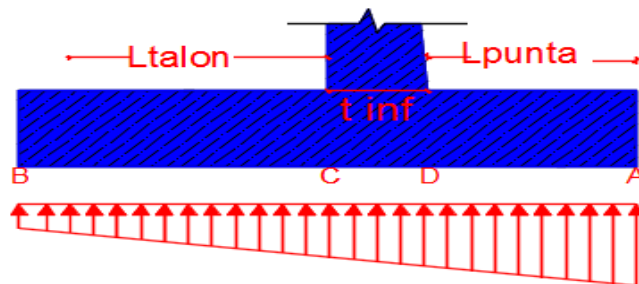
$$b = 100 \text{ Ancho que soporta el corte}$$

$$V_c = 8028.529 \quad \text{Kg}$$

$$V_u < \phi V_c$$

$$6071 < 7225.68 \quad 0k..$$

b) Calculo de Armadura de Cimentacion



6. Diseño de Armadura en Punta (Acero abajo)

$$\sigma_A = 24000 \quad \text{kg/m}^2$$

$$\sigma_B = 22200 \quad \text{kg/m}^2$$

$$Q = 62370 \quad \text{kg/m}$$

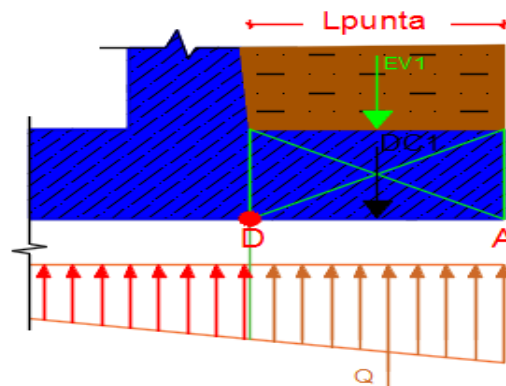
$$DC1 = 7776 \quad \text{kg/m}$$

$$EV1 = 10183 \quad \text{kg/m}$$

$$MQ = 84199.5 \quad \text{kg.m}$$

$$MDC1 = 10497.6 \quad \text{kg.m}$$

$$MEV1 = 13747.05 \quad \text{kg.m}$$



$$\sigma_D = \sigma_B - (\sigma_A - \sigma_B) * \left(\frac{L_{talón} - L_{punta}}{b} \right) =$$

$$\sigma_D = 20400 \quad \text{kg/m}^2$$

Momento mayorado :

$$MU = MQ - 1 * MDC1 - 0,9 * MV1$$

$$MU = 61330 \quad \text{Kg.m/m}$$

7. Armadura de Flexion (Talon Abajo)

$M_u =$	61330	Kg.m	Momento Ultimo
$f_c =$	280	Kg/cm ²	Resistencia Caracteristica H°
$f_y =$	5000	Kg/cm ²	Resistencia Caracteristica del Acero
$r =$	7.5	cm	Recubrimiento Minimo
$b =$	100	cm	Ancho de la seccion
$h =$	120	cm	Altura
$\phi =$	16	mm	Diametro adop.de barra
$\rho_{min} =$	0.0018		Cuántia Minima

$$\text{Altura efectiva (d)} \quad d = h - r - \frac{\phi}{2} = 112.42 \text{ cm}$$

Alturaa de compresion (a)

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_u}{f_c * b * d^2}} \right) = 2.26 \text{ cm}$$

Armadura necesaria (As)

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b}{f_y}$$

$$A_s = 16.13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$N^\circ = 8.0 \text{ Hierros}$$

Armadura minima (Asmin) :

$$A_{smin} = \rho_{min} \times b \times d$$

$$\rho_{min} = 0.0018$$

$$A_{smin} = 20.236 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como la armadura necesaria es menor que la minima se diseña con la minima Asmin

$$16.13 \text{ cm}^2/\text{m} < 20.236 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \text{ necesaria} = 20.236 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ nec para una cara}} = 10.118 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Numero de hierros

$$\# \text{ hierros} = 5.0$$

ϕ (mm)	No Fierros	As ϕ (cm ² /m)
16	6	12.0576

Finalmente Usar :

ϕ	16	mm	c/	17	cm
--------	----	----	----	----	----

8. Armadura de Temperatura (Talon abajo)

(Art. 5.10.82-1)

AASHTO - LRFD

Donde :

$$\begin{aligned}
 f_y &= 5000 \text{ kg/cm}^2 & A_{ste} &= 0,756 * \frac{A_g}{f_y} \\
 t_{inf} &= 1.2 \text{ m} & A_{ste} &= 2 \text{ cm}^2 \\
 A_g &= 13000 \text{ cm}^2 & A_{smin} &= 0,0018 * A_g = 23.4 \text{ cm}^2 \\
 \phi &= 20 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{smin} &= 23.4 \text{ cm}^2 & \text{Para las dos caras} \\
 A_{smin} &= 11.7 \text{ cm}^2/\text{m} & \text{Para una cara}
 \end{aligned}$$

Numero de hierros # hierros = 3.7

ϕ (mm)	No Fierros	As ϕ (cm ² /m)
20	4.0	12.56

Finalmente USAR :

ϕ	20	mm	c/	25	cm
--------	----	----	----	----	----

Diseño a Cortante (En la base de la punta del talon)

$$V_u = V_Q - 1 * V_{DC1} - 0,9 * V_{V1} =$$

Cortante ultimo de diseño: $V_u = 61329.6 \text{ kg/m}$

$$\text{Resistencia del Hormigon al Corte : } V_c = 0,53 * \sqrt{f_c * b * d} =$$

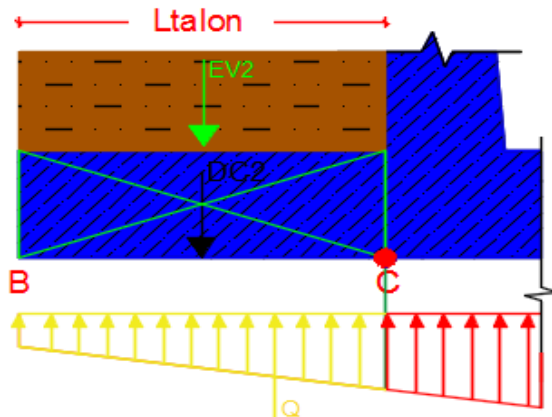
$$\begin{aligned}
 V_u &= 61329.56 & \text{Cortante de calculo ultimo} \\
 d &= 111.5 & \text{Canto del Poste} \\
 \phi &= 0.9 & \text{Coeficiente de seguridad del poste} \\
 b &= 100 & \text{Ancho que soporta el corte}
 \end{aligned}$$

$$V_c = 68815.96 \text{ Kg}$$

$$V_u < \phi V_c$$

$$61330 < 61934.4 \quad \text{Ok..}$$

9. Diseño de Armadura en Talon (Acero Arriba)



$$\sigma_A = 24000 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_B = 22200 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 94710 \text{ kg/m}$$

$$DC2 = 11808 \text{ kg/m}$$

$$EV2 = 10183 \text{ kg/m}$$

$$MQ = 129753 \text{ kg.m}$$

$$MDC2 = 15940.8 \text{ kg.m}$$

$$MEV2 = 13747.1 \text{ kg.m}$$

$$\sigma_D = \sigma_B - (\sigma_A - \sigma_B) * \left(\frac{L_{talon}}{B} \right) = 21270 \text{ kg/cm}^2$$

Momento mayorado :

$$M_U = M_Q - 1,35 * M_{DC2} - 1,25 * M_{EV2}$$

$$M_u = 91048.81 \text{ kg.m/m}$$

Armadura de Flexion (Talon arriba)

$M_u =$	91049	Kg.m	Momento Ultimo
$f_c =$	280	Kg/cm ²	Resistencia Caracteristica H°
$f_y =$	5000	Kg/cm ²	Resistencia Caracteristica del Acero
$r =$	7.5	cm	Recubrimiento Minimo
$b =$	100	cm	Ancho de la seccion
$h =$	120	cm	Altura
$\phi =$	20	mm	Diametro adop.de barra
$\ell_{min} =$	0.0018		Cuantia Minima

$$\text{Altura efectiva (d)} \quad d = h - r - \frac{\phi}{2} = 112.4 \text{ cm}$$

Alturaa de compresion (a)

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{Mu}{fc * b * d^2}} \right) = 2.26 \text{ cm}$$

Armadura necesaria (As)

$$As = \frac{0.85 * f'c * a * b}{fy}$$

$$As = 16.13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$N^\circ = 5.1 \text{ Hierros}$$

Armadura minima (Asmin) :

$$Asmin = \rho_{min} * b * d$$

$$\rho_{min} = 0.0018$$

$$Asmin = 20.232 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como la armadura necesaria es menor que la minima se diseña con la minima Asmin

$$16.13 \text{ cm}^2/\text{m} < 20.232 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As \text{ necesaria} = 20.232 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Asnec \text{ para una cara} = 10.116 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Numero de hierros

$$\# \text{ hierros} = 6.4$$

ϕ (mm)	No Fierros	$As\phi$ (cm ² /m)
20	7	21.98

Finalmente Usar :

$$\phi \quad 20 \quad \text{mm} \quad c/ \quad 30 \quad \text{cm}$$

10. Armadura a Temperatura (Talon arriba)

(Art. 5.10.82-1)

AASHTO - LRFD

Donde :

$$fy = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$tinf = 1.2 \text{ m cm}$$

$$Ag = 13000 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

$$Aste = 0,756 * \frac{Ag}{fy}$$

$$Aste = 2 \text{ cm}^2$$

$$Asmin = 0,0018 * Ag = 23.4 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{smin} &= 23.4 \text{ cm}^2 && \text{Para las dos caras} \\ A_{smin} &= 11.7 \text{ cm}^2/\text{m} && \text{Para una cara} \end{aligned}$$

Numero de hierros # hierros = 3.7

ϕ (mm)	No Fierros	$A_s\phi$ (cm ² /m)
20	4.0	12.56

Finalmente USAR :

$$\phi \quad 20 \quad \text{mm} \quad \text{c/} \quad 25 \quad \text{cm}$$

Diseño a Cortante (talon arriba)

$$V_u = V_Q - 1,35 * V_{DC1} - 1,35 * V_{V1} =$$

Cortante ultimo de diseño: $V_u = 66040.5 \text{ kg/m}$

Resistencia del Hormigon al Corte : $V_c = 0,53 * \sqrt{f_c * b * d} =$

$$\begin{aligned} V_u &= 66040.45 && \text{Cortante de calculo ultimo} \\ d &= 111.5 && \text{Canto del Poste} \\ \phi &= 0.9 && \text{Coeficiente de seguridad del poste} \\ b &= 100 && \text{Ancho que soporta el corte} \end{aligned}$$

$$V_c = 79138.36 \quad \text{Kg}$$

$$V_u < \phi V_c$$

$$66040 < 71224.5 \quad \text{Ok..}$$

Como V_u es menor que el cortante mayorado entonces no calculamos armadura de corte ò armadura transversal, pero si armadura minima le vamos a poner armadura de relleno del diametro de 12 mm Cada 30 cm

Finalmente USAR :

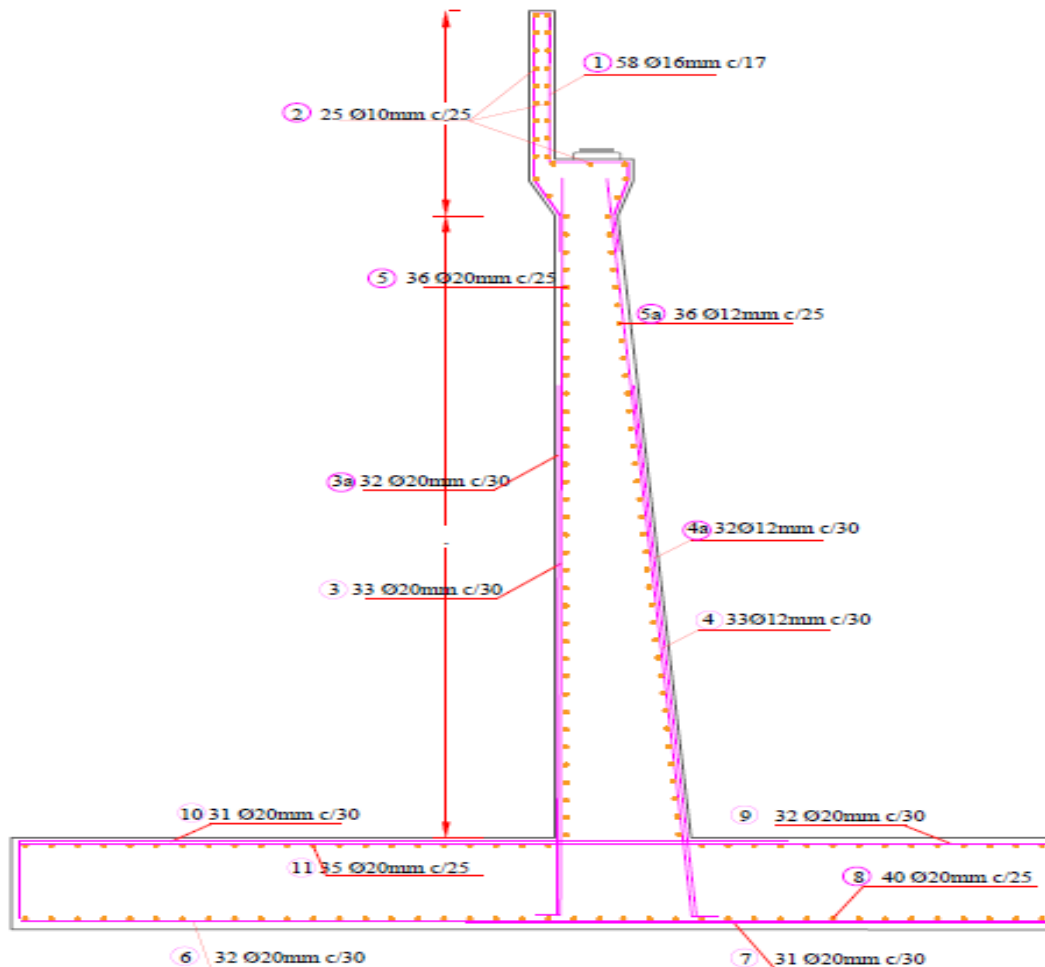
$$\phi \quad 12 \quad \text{mm} \quad \text{c/} \quad 30 \quad \text{cm}$$

Con estos calculos de A_s en la siguiente tabla podemos poner armaduras complementarias a base del calculo anterior ya expuesto para completar el diseño total de las armadura de la viga en este Proyecto.

Resumen total de las armaduras del Estribo

Tomando el total de las 2 Estribos tenemos:

Nº	Piernas	ϕ (mm)	C/(cm)	Total	Armadura :
1	58 ϕ	16	17	116 ϕ	Transv. Parapeto
2	25 ϕ	10	25	50 ϕ	Long. Parapeto
3	33 ϕ	20	30	66 ϕ	de Pantalla
3a	32 ϕ	20	30	64 ϕ	de Pantalla
4	33 ϕ	12	30	66 ϕ	de Relleno
4a	32 ϕ	12	30	64 ϕ	de Relleno
5	36 ϕ	20	25	72 ϕ	Long. de Refuerzo
5a	36 ϕ	12	25	72 ϕ	Long. de Refuerzo
6	32 ϕ	20	30	64 ϕ	Transv.BaseAbajo
7	31 ϕ	20	30	62 ϕ	Transv.BaseAbajo
8	40 ϕ	20	25	80 ϕ	Long..BaseAbajo
9	32 ϕ	20	30	64 ϕ	Transv.BaseArriba
10	31 ϕ	20	30	62 ϕ	Transv.BaseArriba
11	35 ϕ	20	25	70 ϕ	Long.BaseArriba



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.

- $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia Característica del Hormigón.
- $\gamma_{H^o} = 2400 \text{ kg/m}^3$ Peso específico del Hormigón.
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia del Acero Estructural
- $E_s = 2E+06 \text{ kg/cm}^2$ Módulo de elasticidad del Acero.
- $\gamma_s = 1700 \text{ kg/m}^3$ Peso específico del Terraplén.
- $\sigma_{adm} = 2,46 \text{ kg/cm}^2$ Esfuerzo admisible del suelo.

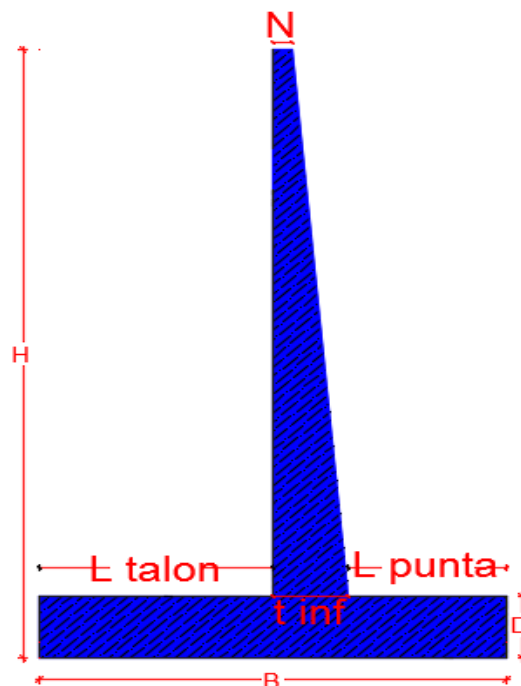
4.11.1.- PREDIMENSIONAMIENTO: Para la altura $H = 10.67 \text{ m}$

$B =$	Ancho del cimiento= $1/2H - 2/3H$	$=$	7 m	$=$	7.10 m
$D =$	Altura del cimiento= $0,1H$	$=$	$1,10 \text{ m}$	$=$	$1,2 \text{ m}$
$L \text{ punta} =$	Longitud de punta= $B/3$	$=$	$2,67 \text{ m}$	$=$	$2,5 \text{ m}$
$N = t \text{ sup} =$	grosor menor de pantalla = $H/24$	$=$	$0,44 \text{ m}$	$=$	$0,3 \text{ m}$
$t \text{ inf} =$	grosor mayor de pantalla = $0,1H$	$=$	$1,1 \text{ m}$	$=$	$1,2 \text{ m}$
$L \text{ talon} =$	$3,7 \text{ m}$				

Datos :

$$P_{fs} = 4,00 \text{ m}$$

$$L_c = 29,3 \text{ m}$$

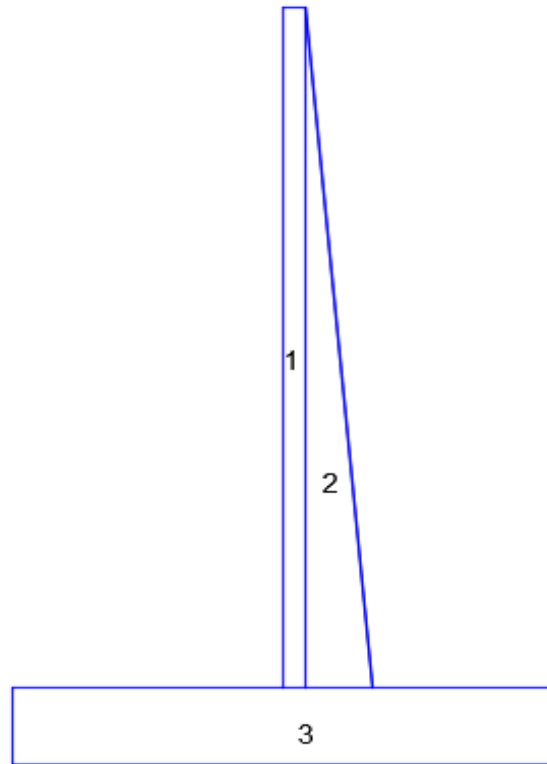


CASO I - ESTRIBO CON PUENTE

CARGAS VERTICALES (Considerando franjas de 1m de longitud de estribo)

Cargas DC

Peso propio del H°A°



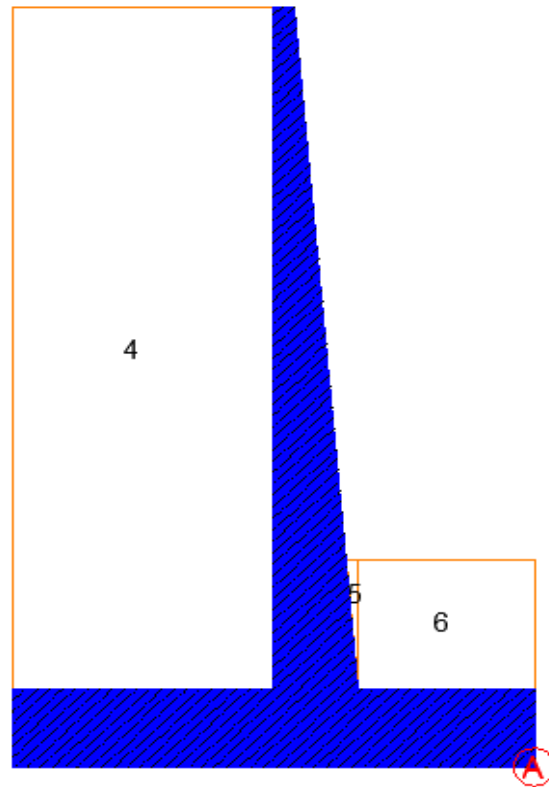
Elemento	Volumen (m ³)	DC kg/m	XA m	YA m	XA*DC kg.m/m	YA*DC kg.m/m
1	3,51	8424,0	4,65	5,9	39171,6	60231,6
2	5,85	14040,0	4,17	5,20	58500,0	73008,0
3	13,00	31200,0	5,00	0,65	156000,0	20280,0
Σ=		53664,0			253672	153519,6

DC= 53664 kg/m

XA= 4,73 m

YA= 2,86 m

Cargas EV (peso del terreno)



Elemento	Volumen m ³	EV kg/m	XA m	YA m	XA*EV kg.m/m	YA*EV kg.m/m
4	48,67	82742,4	7,40	7,15	612294	591608,2
5	0,25	423,7	3,58	3,10	1515,5	1313,4
6	7,56	12852,0	1,75	2,65	22491,0	34057,8
Σ=		96018,1			636300	626979,4

EV= 96018 kg/m

XA= 6,63 m

YA= 6,53 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 :

$$H = 10.67 \text{ m}$$

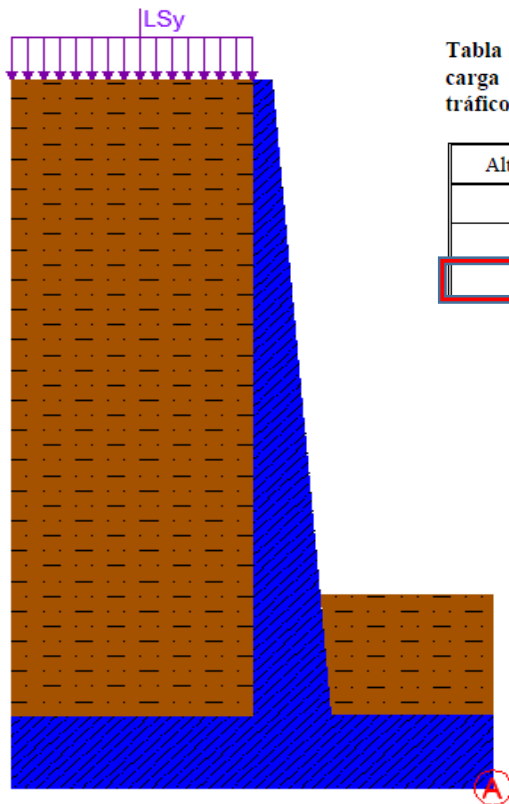


Tabla 3.11.6.4-1 – Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico

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.

$$LSy = 5304,0 \text{ kg/m}$$

$$X_A = 7,40 \text{ m}$$

Cargas EH (Presion lateral del terreno)

$$EH_v = 11685,9 \text{ kg/m} \quad X_A = 8,21 \text{ m}$$

Resumen de Cargas Verticales

CARGA	TIPO	V kg/m	X _A m	MV kg.m/m
DC	DC	53664,0	4,7	253671,6
EV	EV	96018,1	6,6	636300,3
LSY	LS	5304,0	7,4	39249,6
EHV	EH	11685,9	10,0	116859,1
$\Sigma =$		166672,0		1046081

CARGAS HORIZONTALES (Considerando franjas de 1m de longitud de estribo)

Cálculo del coeficiente de empuje activo (Ka)

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi'_f)}{\Gamma * [\sin^2\theta * \sin(\theta - \delta)]} \Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_f + \delta) * \sin(\phi'_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) * \sin(\theta + \beta)}} \right]^2$$

$\phi_f = 30^\circ$ ángulo de fricción interna

$\delta = 20,00^\circ$ ángulo de fricción entre el suelo y el muro

$$\delta = \frac{2}{3} * \phi'_f$$

$\beta = 0^\circ$ ángulo del material del suelo con la horizontal

$\Theta = 90^\circ$ ángulo de inclinación del muro del lado del terreno

Entonces;

$$\Gamma = 2,684$$

$$k_o = 0,297$$

Cargas actuantes:

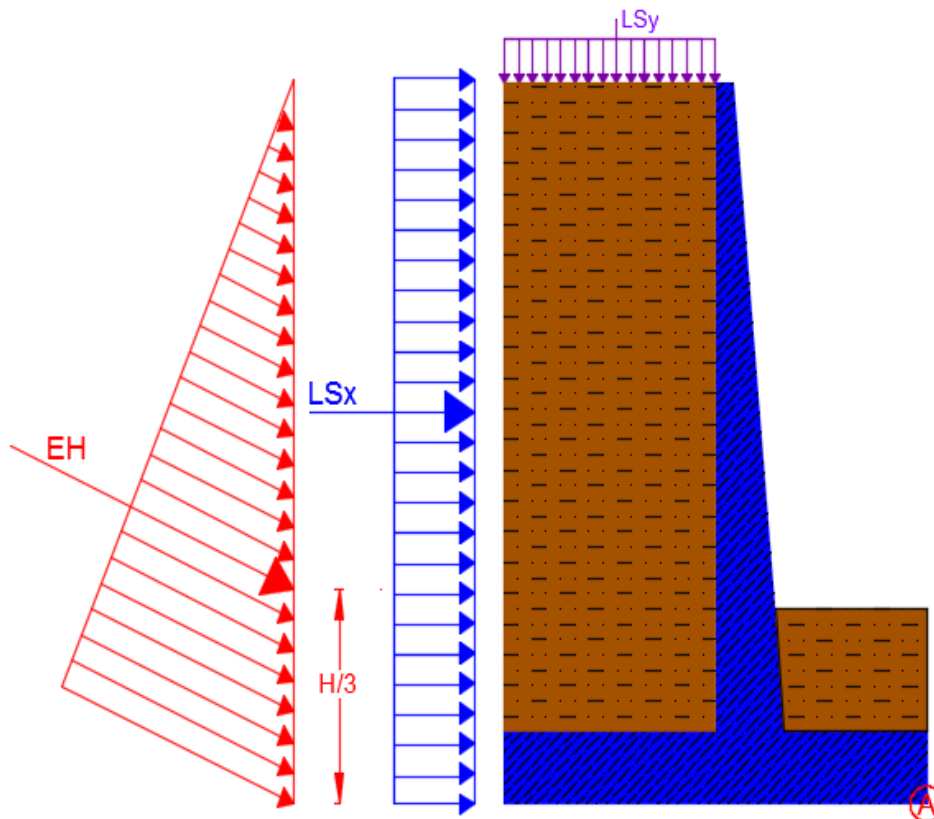
Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva

$$\begin{aligned} P &= K_a * heq * \gamma \\ P &= 242,6 \text{ kg/m}^2 \\ LSx &= 3153,9 \text{ kg/m} \\ Y_A &= 6,50 \text{ m} \end{aligned}$$

Cargas EH (Presión lateral del terreno)

$$\begin{aligned} P &= K_a * H * \gamma \\ P &= 5256,5 \text{ kg/m}^2 \\ EH &= 34167,3 \text{ kg/m} \\ EHx &= 32106,8 \text{ kg/m} \\ Y_A &= 4,33 \text{ m} \end{aligned}$$



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
$\Sigma =$		35260,67		159629,71

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 $\gamma = 1$

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 base. 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_Y	EH_Y	V_U (kg)
V(kg)=	53664,0	96018,1	5304,0	11685,9	166672
RES Ia	0,90	1	1,75	0,90	164115
	48297,6	96018,1	9282,0	10517,3	
RES Ib	1,25	1,35	1,75	1,50	223515
	67080,0	129624,4	9282,0	17528,9	
SERV I	1	1	1	1	166672
	53664,0	96018,1	5304,0	11685,9	

MOMENTO ESTABILIZADOR POR CARGAS VERTICALES MVU					
TIPO	DC	EV	LS	EH	Σ=
CARGA	DC	EV	LS_V	EH_Y	MVUkgm
MVU kg.	253671,6	636300,3	39249,6	116859,1	1046081
RES Ia	0,90	1	1,75	0,9	1038465
	228304,4	636300,3	68686,8	105173,2	
RES Ib	1,25	1,35	1,75	1,5	1420070
	317089,5	859005,4	68686,8	175288,6	
SERV I	1	1	1	1	1046081
	253671,6	636300,3	39249,6	116859,1	

CARGAS HORIZONTALES H_U			
TIPO	LS	EH	Σ=
CARGA	LS_X	EH_X	HU (kg)
H(kg)=	3153,9	32106,8	35261
RES Ia	1,75	0,90	34415,4
	5519,3	28896,1	
RES Ib	1,75	1,50	51271,5
	5519,3	45752,1	
SERV I	1	1	35260,7
	3153,9	32106,8	

MOMENTOS DE VUELCO MHU			
TIPO	LS	EH	$\Sigma =$
CARGA	LSX	EHX	MHU kgm
MHU kgm	20500,4	139129,3	159629,7
RES Ia	1,75	0,90	161092,1
	35875,7	125216,4	
RES Ib	1,75	1,50	244569,7
	35875,7	208694,0	
SERV I	1	1	159629,7
	20500,4	139129,3	

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 emáx = $B/4 = 2,50$

$$X_o = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_U} \qquad e = \frac{B}{2} - X_o$$

ESTADO	V _U kg	M _{VU} kg.m	M _{HU} kg.m	X _o m	e m	e _{max} m	OBS.
RESIS Ia	164115	1038464,7	161092,1	5,35	0,35	2,50	OK
RESIS Ib	223515	1420070,3	244569,7	5,26	0,26	2,50	OK
SERVICIO I	166672	1046080,6	159629,7	5,32	0,32	2,50	OK

b) Deslizamiento en base del estribo

La resistencia mayorada contra la falla por resbalamiento, se puede tomar como:

Donde: $Q_R = \phi * Q_n = \phi_\tau * Q_\tau + \phi_{ep} * Q_{ep}$

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 d diseño de la estructura (kg).

Con:

$$\mu = \text{tg } \phi_f = 0,577 \quad (\text{Art. 10.6.3.3})$$

$$\phi_\tau = 0,45$$

ESTADO	V _U KN	RESISTENTE	ACTUANTE H _U	OBS.
RESIS Ia	164115,0	42638,3	34415,4	OK
RESIS Ib	223515,3	58071,0	51271,5	OK
SERVICIO I	166672,0	43302,7	35260,7	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.	OBS.
RESIS Ia	164115,0	0,346	1,80	1,18	OK	OK
RESIS Ib	223515,3	0,259	2,35	1,72	OK	OK
SERVICIO I	166672,0	0,319	1,80	1,23	OK	OK

La capacidad de carga mayorada, q_R, en el estado límite de resistencia se deberá tomar como:

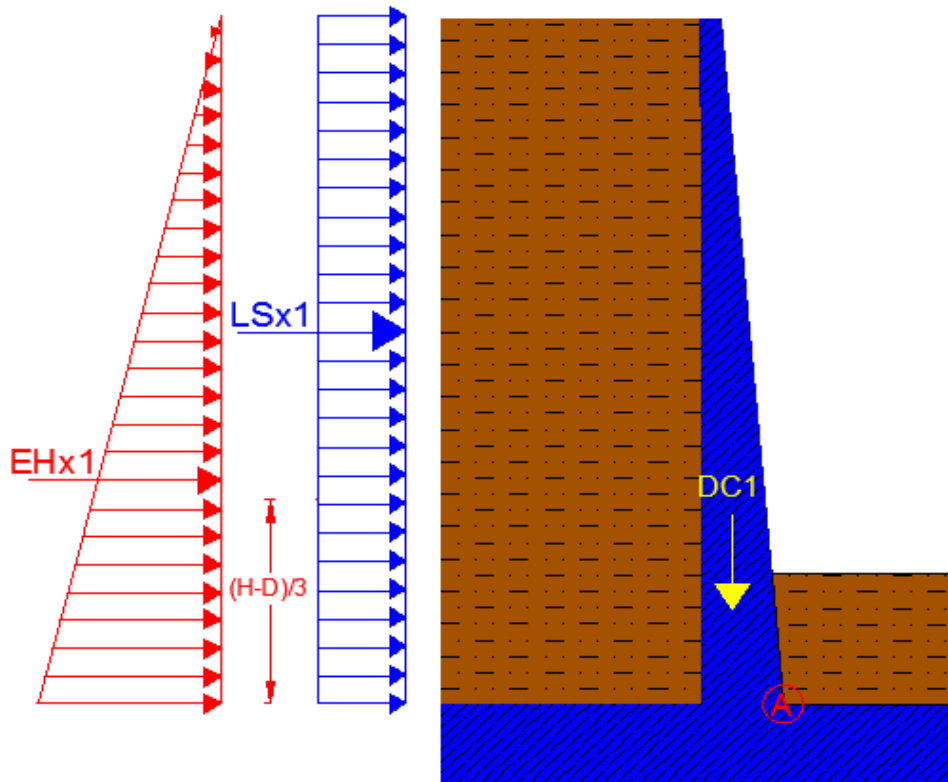
$$q_R = \phi * q_n$$

$$q_n = q_{ult} = \text{Capacidad de carga nominal (kg/cm}^2\text{)}.$$

Resistencia admisible del Terreno; $\sigma_{adm} = 2,46 \text{ kg/cm}^2$

4.11.2 Calculo de armaduras de estribos

a) Calculo de cortante y momento de diseño en la base de la pantalla



$$h = 9,70 \text{ m}$$

CARGAS HORIZONTALES			
TIPO	LS	EH	$\Sigma =$
CARGA	LSx1	EHx1	Hu (kg)
H(kg)=	2838,51	32508,10	35346,6
RES Ia	1,75	1,50	53729,55
	4967,40	48762,15	

MOMENTOS DE VUELCO (M_{HU})				
TIPO	LS	EH	DC	$\Sigma =$
CARGA	LSx1	EHx1	DC3	MHU kgm
MHUkg.m	16605,3	126781,6	97671,6	45715,3
RES Ib	1,75	1,50	1,25	97142,2
	29059,3	190172,4	122089,5	

Armaduras a flexión.-

$M_u = 9714219$	kg.cm	Momento último
$f_c = 280$	kg/cm ²	Resistencia Característica del H°
$f_y = 4200$	kg/cm ²	Resistencia Característica del Acero
$r = 7,5$	cm	Recubrimiento mínimo
$b = 100$	cm	Ancho de la sección
$h = 130$	cm	Altura
$\phi = 20$	mm	Diámetro adop. de barra
$\rho_{min} = 0,0018$		cuantía mínima

Altura efectiva (d).-

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} = 121,50 \text{ cm}$$

Altura de compresiones (a).-

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_u}{f'_c * b * d^2}} \right) = 3,79 \text{ cm}$$

Armadura necesaria (As).-

$$As_{nec} = \frac{0,85 * f'_c * b * a}{f_y} As = 20,22 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima.-

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

Cuantía mínima:

$$\rho_{min} = 0,0018$$

$$As_{min} = 21,87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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

$$As = 20,22 \text{ cm}^2/\text{m} < As_{min} = 21,87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As_{neces} = 21,87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ϕ (mm)	N°Fierros	A ϕ (cm ² /m)
20	7	21,99

Finalmente USAR:

$$\phi \quad 20 \quad \text{mm} \quad \text{c/} \quad 15 \quad \text{cm}$$

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:

$$\begin{aligned} f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 & A_{s_{tem}} &= 0,756 \frac{A_g}{f_y} & (\text{Art. 5.10.8.2-1}) \\ t_{inf} &= 1,30 \text{ m} & & & \text{AASHTO-LRFD} \\ A_g &= 13000 \text{ cm}^2 & & & \end{aligned}$$

$$A_{s_{min}} = 0,0018 \cdot A_g$$

$$A_{s_{min}} = 23,4 \text{ cm}^2 \quad \text{Para las dos caras}$$

$$A_{s_{min}} = 11,7 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Para una cara}$$

\emptyset (mm)	Nº Fierro	A_{\emptyset} (cm ² /m)
20	4	12,57

Finalmente USAR:

$$\phi \quad 20 \quad \text{mm} \quad \text{c/} \quad 25 \quad \text{cm}$$

Diseño a cortante.

Cortante ultimo de diseño.

$$V_U = 53729,6 \text{ kg/m}$$

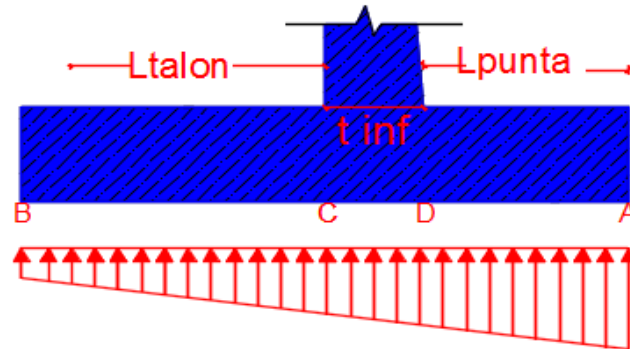
Resistencia del hormigon al corte. $v_c = 0,53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$

$$\begin{aligned} V_U &= 53729,6 \text{ kg} & \text{Cortante ultimo de calculo} \\ d &= 121,50 \text{ cm} & \text{Canto del poste} \\ \phi &= 0,90 & \text{Coeficiente de seguridad para cortante} \\ b &= 100,00 \text{ cm} & \text{Ancho que soporta el corte} \end{aligned}$$

$$v_c = 107753 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} V_U &< \phi v_c \\ \text{Como: } 53729,55 \text{ kg} &< 96978,10 \text{ kg} \end{aligned}$$

5.3.- Calculo de Aramaduras de la Cimentacion



c) Diseño armadura en PUNTA (ACERO ABAJO)

$$\sigma_A = 23479,1 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_B = 17160,1 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 78306,4 \text{ kg/m}$$

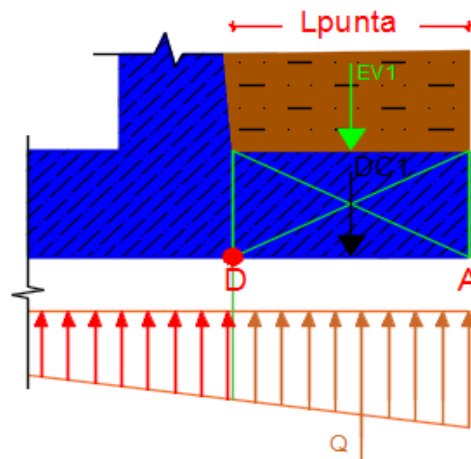
$$EV1 = 13275,7 \text{ kg/m}$$

$$DC1 = 10920,0 \text{ kg/m}$$

$$MQ = 134778 \text{ kg.m/m}$$

$$MEV = 23232,5 \text{ kg.m/m}$$

$$MDC = 19110,0 \text{ kg.m/m}$$



$$\sigma_D = \sigma_B + (\sigma_A - \sigma_B) \cdot \frac{(L_{talon} + t_{inf})}{B} = 21267,42 \text{ kg/m}^2$$

Momento mayorado:

$$M_U = M_Q - 1 * M_{EV} - 0,9 * M_{DC}$$

$$M_U = 86215,6 \text{ kg.m/m}$$

Armaduras a flexión.-

$M_u = 8621559$	kg.cm	Momento último
$f_c = 280$	kg/cm ²	Resistencia Característica del H°
$f_y = 4200$	kg/cm ²	Resistencia Característica del Acero
$r = 7,5$	cm	Recubrimiento mínimo
$b = 100$	cm	Ancho de la sección
$h = 120,0$	cm	Altura
$\phi = 20$	mm	Diámetro adop. de barra

Altura efectiva (d).-

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} = 121,50 \text{ cm}$$

Altura de compresiones (a).-

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_U}{f'_c * b * d^2}} \right) = 3,36 \text{ cm}$$

Armadura necesaria (As).-

$$As_{nec} = \frac{0,85 * f'_c * b * a}{f_y} As = 19,04 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima.-

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

Cuantía mínima:

$$\rho_{min} = 0,0018$$

$$As_{min} = 21,87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como la armadura necesaria es **menor** que la mínima se diseñara con la minima **As min.**

$$As = 19,04 \text{ cm}^2/\text{m} < As_{min} = 21,87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As_{neces} = 21,87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ϕ (mm)	N° Fierro	A ϕ (cm ² /m)
20	7	21,99

Finalmente USAR:

$$\phi \quad 20 \quad \text{mm} \quad \text{c/} \quad 15$$

Diseño a cortante.

Cortante ultimo de diseño.

$$V_U = V_Q - 1 * V_{EV} - 0,9 * V_{DC}$$

$$V_U = 55202,7 \text{ kg}$$

Resistencia del hormigon al corte.

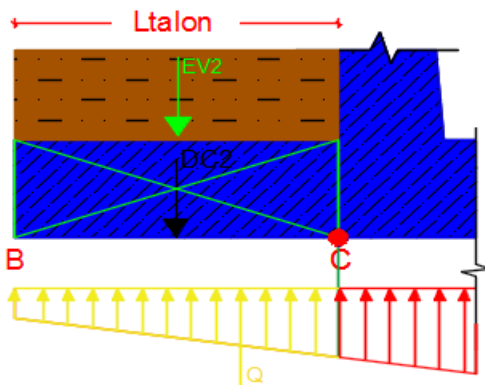
$$v_c = 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$V_U = 55202,7$ kg	Cortante ultimo de calculo
$d = 121,50$ cm	Canto del poste
$\phi = 0,90$	Coefficiente de seguridad para cortante
$b = 100,00$ cm	Ancho que soporta el corte
$v_c = 107753,4$ kg	

$$V_U < \phi v_c$$

Como: **55202,67 kg** < **96978,1 kg**

c) Diseño armadura en TALON (ACERO ARRIBA)



$$\sigma_A = 23479,07 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_B = 17160,07 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 97775,7 \text{ kg/m}$$

$$EV2 = 82742,4 \text{ kg/m}$$

$$DC2 = 16224,0 \text{ kg/m}$$

$$MQ = 246813 \text{ kg.m/m}$$

$$MEV = 215130,2 \text{ kg.m/m}$$

$$MDC = 42182,4 \text{ kg.m/m}$$

$$\sigma_C = \sigma_B + (\sigma_A - \sigma_B) \cdot \frac{(L_{talon})}{B} = 20445,95 \text{ kg/m}^2$$

Momento mayorado:

$$M_U = M_Q - 1,35 * M_{EV} - 1,25 * M_{DC}$$

$$M_U = 96341,3 \text{ kg.m/m}$$

Armaduras a flexión.-

$M_u = 9634130$ kg.cm	Momento último
$f'c = 280$ kg/cm ²	Resistencia Característica del H°
$f_y = 4200$ kg/cm ²	Resistencia Característica del Acero
$r = 7,5$ cm	Recubrimiento mínimo
$b = 100$ cm	Ancho de la sección
$h = 130,00$	Altura
$\phi = 20$ mm	Diámetro adop. de barra

Altura efectiva (d).-

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} = 121,50 \text{ cm}$$

Altura de compresiones (a).-

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_U}{f'_c * b * d^2}} \right) = 3,76 \text{ cm}$$

Armadura necesaria (As).-

$$As_{nec} = \frac{0,85 * f'_c * b * a}{fy} \quad As = 18,80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima.-

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

Cuantía mínima:

$$\rho_{min} = 0,0018$$

$$As_{min} = 21,87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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

$$As = 18,80 \text{ cm}^2/\text{m} < As_{min} = 21,87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As_{neces} = 21,87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Ø (mm)	Nº Fierro	AØ (cm ² /m)
20	7	21,99

Finalmente USAR:

Ø 20 mm c/ 15 cm

Armaduras de Temperatura.-

Donde:

$$t_{inf} = 1,30 \text{ m} \quad As_{min} = 0,0015 \cdot A_g \quad (\text{Art. 5.10.8.2-2})$$

AASHTO-LRFD

$$A_g = 13000 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 23,4 \text{ cm}^2 \quad \text{Para las dos caras}$$

$$As_{min} = 11,7 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Para una cara}$$

Ø (mm)	Nº Fierro	AØ (cm ² /m)
20	4	12,57

Finalmente USAR:

$$\phi \quad 20 \quad \text{mm} \quad \text{c/} \quad 25 \quad \text{cm}$$

Diseño a cortante.

Cortante ultimo de diseño.

$$V_U = V_Q - 1,35 * V_{EV} - 1,25 * V_{DC}$$
$$V_U = 34206,6 \text{ kg}$$

Resistencia del hormigon al corte. $v_c = 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$

$V_U = 34206,6 \text{ kg}$	Cortante ultimo de calculo
$d = 121,50 \text{ cm}$	Canto del poste
$\phi = 0,90$	Coficiente de seguridad para cortante
$b = 100,00 \text{ cm}$	Ancho que soporta el corte

$$v_c = 107753,4 \text{ kg}$$

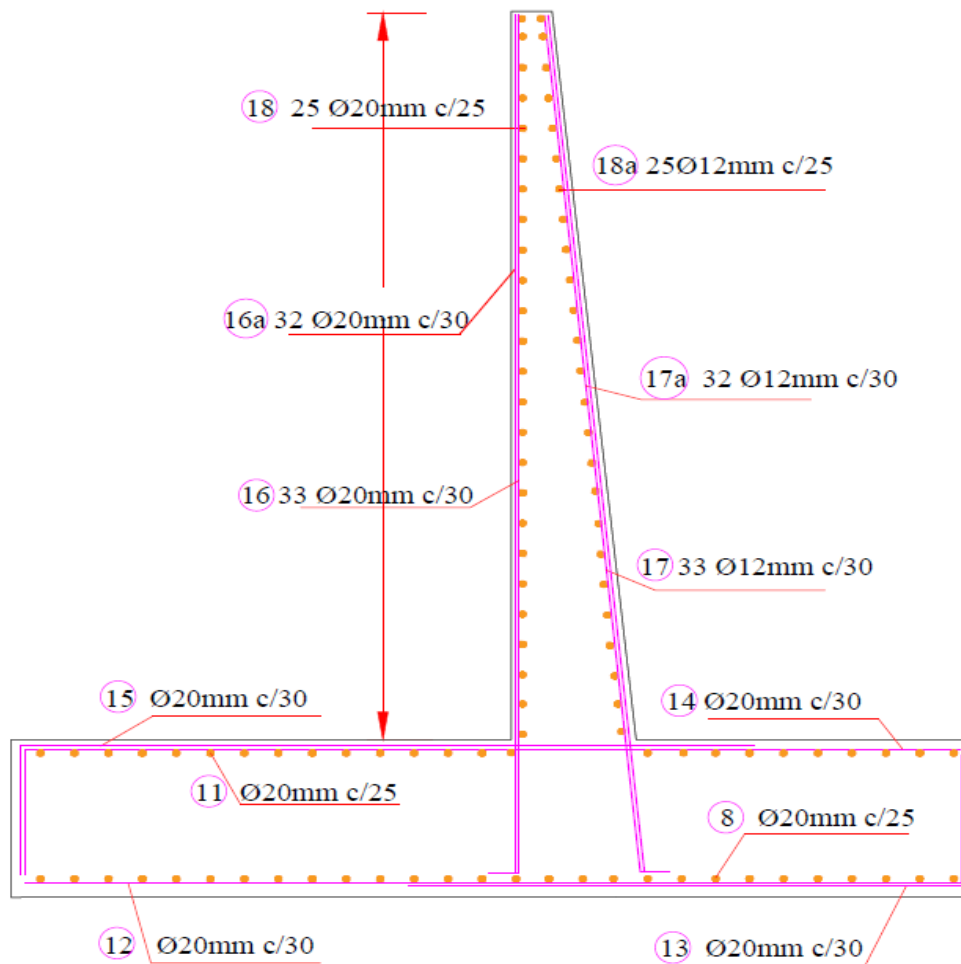
$$V_U < \phi v_c$$

Como: **34206,58 kg** < **96978,10 kg**

Resumen total de las armaduras del Alero

Tomando el total de las 2 Alero tenemos:

N°	Piernas	ϕ (mm)	C/(cm)	Total	Armadura :
8	1 ϕ	20	25	2 ϕ	Long..BaseAbajo
11	1 ϕ	20	25	2 ϕ	Long..BaseArriba
12	1 ϕ	20	30	2 ϕ	Transv.BaseAbajo
13	1 ϕ	20	30	2 ϕ	Transv.BaseAbajo
14	1 ϕ	20	30	2 ϕ	Transv.BaseArriba
15	1 ϕ	20	30	2 ϕ	Transv.BaseArriba
16	33 ϕ	20	30	66 ϕ	Transv. de Refuerzo
16a	32 ϕ	20	30	64 ϕ	Transv. de Refuerzo
17	33 ϕ	12	30	66 ϕ	Transv. de Refuerzo
17a	32 ϕ	12	30	64 ϕ	Transv. de Refuerzo
18	25 ϕ	20	25	50 ϕ	Long. A Flexion
18a	25 ϕ	12	25	50 ϕ	Long. A Flexion



**5.1.- ITEMS “DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR
SAN GERONIMO CENTRO SOBRE LA QUEBRADA SAN PEDRO”
UBICACIÓN : DEPARTAMENTO DE TARIJA
BARRIO : SAN GERONIMO**

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	EXCAVACION SIMPLE C/EQUIPO	m3
6	EXCAVACION CON ENTIVADO	m3
7	HORMIGON POBRE DE NIVELACION	m3
8	HORMIGON SIMPLE P/(INFRAESTRUCTURA) Fc=280 kg/c	m3
9	ACERO ESTRUCTURAL Fy= 4200 Kg/cm ²	Kg.
10	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL SELECCIONA	m3
11	BARBACANA DE PVC D=4"	m
12	APOYO DE NEOPRENO COMPUESTO	dm3
III	SUPERESTRUCTURA	
13	HORMIGON P/VIGAS Fc= 350 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) Fc=280 Kg/	m3
21	ACERO ESTRUCTURAL Fy= 4200 Kg/cm ²	Kg.

22	BARBACANA DE PVC D=4"	m
23	BARANDADO METALICO	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.

**5.2.- COMPUTOS METRICOS “DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE
VEHICULAR SAN GERONIMO CENTRO SOBRE LA QUEBRADA SAN PEDRO”
UBICACIÓN : DEPARTAMENTO DE TARIJA
BARRIO : SAN GERONIMO**

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	2061.00	2.00	4122.00
6	EXACAVACION CON ENTIVADO	m3	916.00	2.00	1832.00
7	HORMIGON POBRE DE NIVELACION	m3			
	- Estribos	m3	22.90	2.00	45.80
	- Total	m3			45.8
8	HORMIGON ARMADO P/(INFRAESTRUCTURA) Fc= 280 kg/cm2				
	- Estribos	m3	456.74	2.00	913.47
	- Losa de Aproximacion	m3	7.30	2.00	14.60
	- Total	m3			928.07
9	ACERO ESTRUCTURAL Fy= 4200 Kg/cm2	Kg.			
	- Estribos	Kg	22 842.70	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	m3	1 248.04	2.00	2 496.08
	- Total	m3			2 496.08
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 ARMADO P/VIGAS Fc= 350 Kg/cm2	m3			
	- Vigas	m3	19.50	4.00	78.01
	- Total	m3			78.01
14	CABLES DE ACERO P/PRETENSADO 12 T	m	30.00	12.00	360.00
15	VAINAS DE CHAPA CORRUGADA	m	30.00	12.00	360.00
16	CONOS DE ANCLAJE C/ACCESORIOS	Pza.	1.00	24.00	24.00
17	TESADO DE CABLES	m	30.00	12.00	360.00
18	INYECCION LECHADA DE CEMENTO	m	30.00	12.00	360.00
19	MONTAJE DE LAS VIGAS DE H° P°	Pza.	1.00	4.00	4.00
20	HORMIGON ARMADO P/(SUPERESTRUCTURA) Fc= 280 Kg/m2				
	- Losa	m3	43.80	1.00	43.80
	- Vereda y Bordillo	m3	8.03	2.00	16.05
	- Diafragmas	m3	1.50	5.00	7.50
	- Poste	m3	0.03	32.00	0.99
	- Total	m3			68.34
21	ACERO ESTRUCTURAL Fy= 4200 Kg/cm2	kg			
	- Losa	kg	5 787.56	1.00	5 787.56
	- Vereda y Bordillo	kg	750.89	2.00	1 501.78
	- Diafragmas Interno	kg	170.00	3.00	510.00
	- Diafragmas Externo	kg	164.16	2.00	328.32
	- Poste	kg	5.39	32.00	172.51
	- Vigas	kg	2 035.11	4.00	8 140.45
	- Total	kg			16 440.62

22	BARBACANA DE PVC D=4"	m	0.45	28.00	12.60
23	BARANDADO METALICO PEATONAL PARA PUENTE	m	30.00	8.00	240.00
24	JUNTA DE DILATAACION ACERO GOMA	m	7.30	2.00	14.60
IV	OBRAS COMPLEMENTARIAS				
25	PROV. Y COLOC. GAVIONES DE 2x1x1 m	m3	100.00	2.00	200.00
26	PROV. Y COLOC. COLCHONETA DE 6x2x0,25 m	m3	30.00	2.00	60.00
27	LIMPIEZA GENERAL	Glb.	1.00	1.00	1.00

5.3.- ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS "DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR SAN GERONIMO CENTRO SOBRE LA QUEBRADA SAN PEDRO"

UBICACIÓN : DEPARTAMENTO DE TARIJA BARRIO : SAN GERONIMO

ACTIVIDAD :	INSTALACION DE FAENAS	
CANTIDAD :	1	HOJA DE PRECIOS UNITARIOS ITEMS N°1
UNIDAD :	Glb.	
MONEDA :	Bs	

1. MATERIALES					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Ladrillo 6h 24x18x12 cm	Pza.	1500.00	1.30	1 950.00
2	Clavos	Kg.	3.00	11.00	33.00
3	Calamina Galvanizada	m2	30.00	35.00	1 050.00
4	Cemento	Kg.	1200.00	1.12	1 344.00
5	Agua	m3	1.08	15.00	16.20
6	Piedra bruta	m3	3.00	100.00	300.00
7	Madera	p2	40.00	7.00	280.00
8	Arena	m3	4.00	120.00	480.00
9	Grava	m3	5.00	150.00	750.00
TOTAL MATERIALES					6 203.20
2. MANO DE OBRA					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio	Cost Total
1	Albañil	Hr.	32	17.5	560.00
2	Ayudante	Hr.	40	12.5	500.00
3	Peon	Hr.	40	12	480.00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					1 540.00
CARGAS SOCIALES =(% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% a 71.18%)				55.00%	847.00
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES)(14.94%)				14.94%	356.62
TOTAL MANO DE OBRA					2 743.62
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio	Total
1	Mezcladora	Hr.	10	20	200.00
HERRAMIENTAS = (% MANO DE OBRA)			5.00%		137.18
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					337.18
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10.00%		928.40
TOTAL GASTOS GENERALES					928.40
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10.00%		1 021.24
TOTAL UTILIDAD					1 021.24
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3.09%		347.12
TOTAL IMPUESTOS					347.12
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					11 580.76
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					11 580.76

ACTIVIDAD :	LETRERO DE OBRA	
CANTIDAD :	1	HOJA DE PRECIOS UNITARIOS ITEMS N°2
UNIDAD :	Pza	
MONEDA :	Bs	

1. MATERIALES					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Madera Cedro	Pza.	3	14.563	43.69
2	Clavos	Kg.	3	11	33.00
9	Pintura	m3	5	100	33.00
TOTAL MATERIALES					109.689
2. MANO DE OBRA					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio	Costo Total
1	Peon	Hr.	40	6.356	254.24
SUBTOTAL MANO DE OBRA					254.24
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% a 71.18%)				55.00%	847.00
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS				14.94%	356.62
TOTAL MANO DE OBRA					1 457.86
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio	Costo Total
1	Mezcladora	Hr.	10	20	200.00
HERRAMIENTAS = (% MANO DE OBRA)			5.00%		72.89
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					272.89
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10.00%		184.04
TOTAL GASTOS GENERALES					184.04
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10.00%		202.45
TOTAL UTILIDAD					202.45
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3.09%		68.81
TOTAL IMPUESTOS					68.81
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					2 295.75
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					2 295.75

ACTIVIDAD :	LIMPIEZA Y DESBROCE		
CANTIDAD :	600	HOJA DE PRECIOS UNITARIOS ITEMS N° 3	
UNIDAD :	m2		
MONEDA :	Bs		

1. MATERIALES				
Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
TOTAL MATERIALES				0
2. MANO DE OBRA				
Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1 Ayudante	Hr.	0.25	12.5	3.13
SUBTOTAL MANO DE OBRA				3.13
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% a 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 = (% 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

ACTIVIDAD :	REPLANTEO Y TRASADO DE PUENTE	
CANTIDAD :	1	HOJA DE PRECIOS UNITARIOS ITEMS N° 4
UNIDAD :	Glb	
MONEDA :	Bs	

1. MATERIALES					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Estacas (2"x2"x0.30)	Pza	80	1.5	120.00
2	Pintura al aceite	Lt.	1	35	35.00
3	Cal	Kg.	24	1.08	26.00
TOTAL MATERIALES					181.00
2. MANO DE OBRA					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Topografo	Hr.	20	20	400.00
2	Alarife	Hr.	20	12	240.00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					640.00
CARGAS SOCIALES =(% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% a 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					1 140.20
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Equipo topografico	Hr.	20	40	800.00
2	Nivel de Ingeniero	Hr.	20	200	4 000.00
HERRAMIENTAS = (% 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%		617.82
TOTAL GASTOS GENERALES					617.82
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10.00%		679.60
TOTAL UTILIDAD					679.60
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3.09%		231.00
TOTAL IMPUESTOS					231.00
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					7 706.63
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					7 706.63

ACTIVIDAD :	EXCAVACION SIMPLE C/EQUIPO	
CANTIDAD :	4122.00	HOJA DE PRECIOS UNITARIOS ITEMS N° 5
UNIDAD :	m3	
MONEDA :	Bs	

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
TOTAL MATERIALES					-
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Peon	Hr.	0.2	12	2.40
2	Ayudante	Hr.	0.1	12.5	1.25
3	Operador equipo Pesado	Hr.	0.015	18	0.27
SUBTOTAL MANO DE OBRA					3.92
CARGAS SOCIALES =(% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% a 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.	0.1	150	15.00
2	Excavadora	Hr.	0.015	450	6.75
HERRAMIENTAS = (% MANO DE OBRA)			5.00%		0.35
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO HERRAMIENTAS					22.10
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10.00%		2.91
TOTAL GASTOS GENERALES					2.91
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10.00%		3.20
TOTAL UTILIDAD					3.20
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3.09%		1.09
TOTAL IMPUESTOS					1.09
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					36.28
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					36.28

ACTIVIDAD :	EXCAVACION CON ENTIVADO	
CANTIDAD :	1832.00	HOJA DE PRECIOS UNITARIOS ITEMS N° 6
UNIDAD :	m3	
MONEDA :	Bs	

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Encogrado de madera	Pie^2	10	15	150.00
2	Puntales	Pza	30	5	150.00
TOTAL MATERIALES					300
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Operador Equipo Pesado	Hr.	0.1	18	1.80
2	Ayudante	Hr.	0.1	12.5	1.25
3	Chofer	Hr.	0.1	13.25	1.33
SUBTOTAL MANO DE OBRA					4.38
CARGAS SOCIALES =(% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% a 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					7.80
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Excavadora	Hr.	0.1	450	45.00
2	Bomba de agua	Hr.	0.1	18	1.80
3	Volqueta	Hr.	0.1	150	15.00
HERRAMIENTAS = (% MANO DE OBRA)			5.00%		0.39
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					61.80
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10.00%		31.22
TOTAL GASTOS GENERALES					31.22
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10.00%		40.08
TOTAL UTILIDAD					40.08
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3.09%		13.62
TOTAL IMPUESTOS					13.62
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					454.53
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					454.53

ACTIVIDAD :	HORMIGON POBRE DE NIVELACION	
CANTIDAD :	45.80	HOJA DE PRECIOS UNITARIOS ITEMS N° 7
UNIDAD :	m3	
MONEDA :	Bs	

1. MATERIALES					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cemento	Kg.	250	1.12	280
2	Arena	m3	0.5	120	60
3	Grava	m3	0.7	150	105
4	Madera de Construccion	P2	20	10	200
5	Agua	m3	0.5	15	7.5
TOTAL MATERIALES					652.50
2. MANO DE OBRA					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	6	17.5	105
2	Ayudante	Hr.	6	15	90
SUBTOTAL MANO DE OBRA					195
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% a 71.18%)				55.00%	107.25
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14.94%	45.16
TOTAL MANO DE OBRA					347.41
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Mezcladora	Hr.	1	24	24
HERRAMIENTAS = (% MANO DE OBRA)			5.00%		17.37
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					41.37
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10.00%		104.13
TOTAL GASTOS GENERALES					103.38
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10.00%		114.47
TOTAL UTILIDAD					113.72
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3.09%		3.89
TOTAL IMPUESTOS					38.65
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					1297.03
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					1297.03

ACTIVIDAD :	HORMIGON SIMPLE P/INFRAESTRUCTURA fc=280kg/cm2	
CANTIDAD :	928.07	HOJA DE PRECIOS UNITARIOS ITEMS N° 8
UNIDAD :	m3	
MONEDA :	Bs	

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cemento	Kg.	360	1.12	403.20
2	Arena	m3	0.5	120	60.00
3	Grava	m3	0.7	150	105.00
4	Clavos	Kg.	1	11	11.00
5	Alambre de amarre	Kg.	1	11	11.00
6	Madera de construccion	p2	80	10	800.00
7	Agua	m3	0.4	15	6.00
TOTAL MATERIALES					1396.2
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Ayudante	Hr.	13	12.5	162.50
2	Albañil	Hr.	13	17.5	227.50
3	Encofrador	Hr.	26	15	390.00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					780.00
CARGAS SOCIALES =(% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% a 71.18%)				55.00%	429.00
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14.94%	180.62
TOTAL MANO DE OBRA					1389.62
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Mescladora	Hr.	1	20	20.00
2	Vibradora	Hr.	0.8	15	12.00
HERRAMIENTAS = (% MANO DE OBRA)			5.00%		69.48
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					101.48
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10.00%		288.73
TOTAL GASTOS GENERALES					288.73
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10.00%		317.60
TOTAL UTILIDAD					317.60
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3.09%		107.95
TOTAL IMPUESTOS					107.95
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					3601.59
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					3601.59

ACTIVIDAD :	ACERO ESTRUCTURAL fy=4200 kg/cm ²	
CANTIDAD :	46000.36	HOJA DE PRECIOS UNITARIOS ITEMS N° 9
UNIDAD :	Kg	
MONEDA :	BOLIVIANO S	

1. MATERIALES						
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total	
1	Acero corrugado	Kg.	1.05	6	6.95	
TOTAL MATERIALES					6.95	
2. MANO DE OBRA						
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total	
1	Armador	Hr.	0.07	15	1.05	
2	Ayudante	Hr.	0.07	12.5	0.88	
SUBTOTAL MANO DE OBRA					1.93	
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA)				55.00%	1.06	
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE, SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14.94%	0.45	
TOTAL MANO DE OBRA					3.43	
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA						
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total	
HERRAMIENTAS = (% MANO DE OBRA)					5.00%	0.17
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					0.17	
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS						
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10.00%		1.06	
TOTAL GASTOS GENERALES					1.06	
5. UTILIDAD						
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10.00%		1.16	
TOTAL UTILIDAD					1.16	
6. IMPUESTOS						
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3.09%		0.39	
TOTAL IMPUESTOS					0.39	
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					13.16	
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					13.16	

ACTIVIDAD :	RELLENO COMPACTADO C/MATERIAL SELECCIONADO	
CANTIDAD :	2496.08	HOJA DE PRECIOS UNITARIOS ITEMS N° 10
UNIDAD :	m3	
MONEDA :	Bs	

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Material de Relleno Seleccionado	m3	1.3	40	52.00
TOTAL MATERIALES					52.00
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	0.5	17.5	8.75
2	Ayudante	Hr.	2.5	12.5	31.25
SUBTOTAL MANO DE OBRA					40.00
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% a 71.18%)				55.00%	22.00
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14.94%	9.26
TOTAL MANO DE OBRA					71.26
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Compactadora Manual Salta	Hr.	0.35	35	12.25
HERRAMIENTAS = (% MANO DE OBRA)			5.00%		3.56
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					15.81
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10.00%		13.91
TOTAL GASTOS GENERALES					13.91
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10.00%		15.30
TOTAL UTILIDAD					15.3
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3.09%		5.20
TOTAL IMPUESTOS					5.20
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					173.48
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					173.48

ACTIVIDAD :	BARBACANAS PVC D= 4"	
CANTIDAD :	32.80	HOJA DE PRECIOS UNITARIOS ITEMS N° 11
UNIDAD :	m3	
MONEDA :	Bs	

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Tubo PVC. D = 4"	m	1.05	22.5	23.63
TOTAL MATERIALES					23.63
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	0.25	17.5	4.38
2	Ayudante	Hr.	0.25	12.5	3.13
SUBTOTAL MANO DE OBRA					7.5
CARGAS SOCIALES =(% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% a 71.18%)				55.00%	4.13
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14.94%	1.74
TOTAL MANO DE OBRA					13.36
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
HERRAMIENTAS = (% MANO DE OBRA)			5.00%		0.67
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					0.67
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10.00%		3.77
TOTAL GASTOS GENERALES					3.77
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10.00%		4.14
TOTAL UTILIDAD					4.14
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3.09%		1.41
TOTAL IMPUESTOS					1.41
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					46.97
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					46.97

ACTIVIDAD :	APOYO NEUPRENO COMPUESTO	
CANTIDAD :	24.00	HOJA DE PRECIOS UNITARIOS ITEMS N° 12
UNIDAD :	dm3	
MONEDA :	Bs	

1. MATERIALES					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Neopreno	dm3	1	320	320.00
TOTAL MATERIALES					320
2. MANO DE OBRA					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	0.3	17.5	5.25
2	Peon	Hr.	0.05	12	0.6
SUBTOTAL MANO DE OBRA					5.85
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% a 71.18%)				55.00%	3.22
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14.94%	1.35
TOTAL MANO DE OBRA					10.42
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
HERRAMIENTAS = (% 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%		33.09
TOTAL GASTOS GENERALES					33.09
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10.00%		36.4
TOTAL UTILIDAD					36.4
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3.09%		12.37
TOTAL IMPUESTOS					12.37
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					412.82
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					412.82

ACTIVIDAD :	HORMIGON P/VIGAS $f_c=350$ Kg/cm ²	
CANTIDAD :	78.01	HOJA DE PRECIOS UNITARIOS ITEMS N° 13
UNIDAD :	m ³	
MONEDA :	Bs	

1. MATERIALES					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cemento	Kg.	475	1.12	532.00
2	Arena	m ³	0.65	120	78.00
3	Grava	m ³	0.85	150	127.50
4	Viscocrete	Kg.	4.75	60	285.00
5	Clavos	Kg.	2	11	22.00
6	Alambre de amarre	Kg.	2	11	22.00
7	Agua	m ³	0.7	15	10.50
8	Madera de construccion	P2	90	10	900.00
TOTAL MATERIALES					1 977.00
2. MANO DE OBRA					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	15	17.5	262.50
2	Ayudante	Hr.	24	12.5	300.00
3	Encofrador	Hr.	22	15	330.00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					892.50
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% a 71.18%)				55.00%	490.88
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14.94%	206.68
TOTAL MANO DE OBRA					1590.05
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Mezcladora	Hr.	1	20	20.00
2	Vibradora	Hr.	0.8	15	12.00
HERRAMIENTAS = (% MANO DE OBRA)			5.00%		79.50
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					111.50
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10.00%		367.86
TOTAL GASTOS GENERALES					367.86
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10.00%		404.64
TOTAL UTILIDAD					404.64
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3.09%		137.98
TOTAL IMPUESTOS					137.98
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					4589.03
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					4589.03

ACTIVIDAD :	CABLES DE ACERO P/PRETENSADO 12 TOR.	
CANTIDAD :	360.00	HOJA DE PRECIOS UNITARIOS ITEMS N° 14
UNIDAD :	m	
MONEDA :	Bs	

1. MATERIALES					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cable pretensado 12t d=1/2"	m.	12.6	16	201.6
TOTAL MATERIALES					201.6
2. MANO DE OBRA					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Especialista	Hr.	0.15	15	2.25
2	Ayudante	Hr.	0.2	12.5	2.5
SUBTOTAL MANO DE OBRA					4.75
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% al 71.				55.00%	2.61
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA % DE SUMA DE; SUBTOTAL DEMANO 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 = (% 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%		21.05
TOTAL GASTOS GENERALES					21.05
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10.00%		23.15
TOTAL UTILIDAD					23.15
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3.09%		7.87
TOTAL IMPUESTOS					7.87
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					262.56
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					262.56

ACTIVIDAD :	VAINAS DE CHAPAS CORRUGADA	
CANTIDAD :	360.00	HOJA DE PRECIOS UNITARIOS ITEMS N° 15
UNIDAD :	m	
MONEDA :	Bs	

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Vainas de chapa corrugada	m.	1.05	60	63.00
TOTAL MATERIALES					63.00
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Especialista	Hr.	0.1	15	1.50
2	Ayudante	Hr.	0.2	12.5	2.50
SUBTOTAL MANO DE OBRA					4.00
CARGAS SOCIALES =(% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% a 71.18%)				55.00%	2.20
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14.94%	0.93
TOTAL MANO DE OBRA					7.13
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
HERRAMIENTAS = (% MANO DE OBRA)			5.00%		0.36
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					0.36
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10.00%		7.05
TOTAL GASTOS GENERALES					7.05
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10.00%		7.75
TOTAL UTILIDAD					7.75
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3.09%		2.64
TOTAL IMPUESTOS					2.64
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					87.92
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					87.92

ACTIVIDAD :	CONOS DE ANCLAJE C/ACCESORIOS	
CANTIDAD :	24.00	HOJA DE PRECIOS UNITARIOS ITEMS N° 16
UNIDAD :	Pza	
MONEDA :	BOLIVIANO S	

1. MATERIALES					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Conos de anclaje p/12T	Pza.	1	1500	1 500.00
TOTAL MATERIALES					1 500.00
2. MANO DE OBRA					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
SUBTOTAL MANO DE OBRA					0
CARGAS SOCIALES =(% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% a 71.18%)				55.00%	0
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO				14.94%	0
TOTAL MANO DE OBRA					0
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
HERRAMIENTAS = (% MANO DE OBRA)			5.00%		0
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					0
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10.00%		150
TOTAL GASTOS GENERALES					150
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10.00%		165
TOTAL UTILIDAD					165
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3.09%		56.08
TOTAL IMPUESTOS					56.08
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					1871.08
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					1871.08

ACTIVIDAD :	TESADO DE CABLES	
CANTIDAD :	360.00	HOJA DE PRECIOS UNITARIOS ITEMS N° 17
UNIDAD :	m	
MONEDA :	Bs	

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
TOTAL MATERIALES					0
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Especialista Tesador	Hr.	0.1	55	5.50
2	Ayudante	Hr.	0.1	12.5	1.25
SUBTOTAL MANO DE OBRA					6.75
CARGAS SOCIALES =(% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% a 71.18%)				55.00%	3.71
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO				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	85.00
HERRAMIENTAS = (% 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

ACTIVIDAD :	INYECCION LECHADA DE CEMENTO	
CANTIDAD :	360.00	HOJA DE PRECIOS UNITARIOS ITEMS N° 18
UNIDAD :	m	
MONEDA :	BOLIVIANO	
	S	

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cemento	Kg.	4	1.12	4.48
2	Intraplast	Kg.	0.04	70	2.80
TOTAL MATERIALES					7.28
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Especialista	Hr.	0.5	15	7.5
2	Ayudante	Hr.	0.5	12.5	6.25
SUBTOTAL MANO DE OBRA					13.75
CARGAS SOCIALES =(% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% a 71.18%)				55.00%	7.56
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = % DE SUMA DE, SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14.94%	3.18
TOTAL MANO DE OBRA					24.5
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Equipo de inyeccion	Hr.	0.1	300	30
HERRAMIENTAS = (% MANO DE OBRA)			5.00%		1.22
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					31.22
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10.00%		6.3
TOTAL GASTOS GENERALES					6.3
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10.00%		6.93
TOTAL UTILIDAD					6.93
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3.09%		2.36
TOTAL IMPUESTOS					2.36
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					78.59
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					78.59

ACTIVIDAD :	MONTAJES DE LA VIGA DE H°P°	
CANTIDAD :	360.00	HOJA DE PRECIOS UNITARIOS ITEMS N° 19
UNIDAD :	m	
MONEDA :	Bs	

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
TOTAL MATERIALES					0
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	0.267	17.5	4.67
2	Ayudante	Hr.	0.267	12.5	3.33
3	Especialista	Hr.	0.133	15	2.00
4	Operador Equipo pesado	Hr.	0.233	18	4.20
5	Ayudante de Operador	Hr.	0.233	12	2.80
6	Soldador	Hr.	0.267	20	5.33
SUBTOTAL MANO DE OBRA					22.33
CARGAS SOCIALES =(% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% a 71.18%)				55.00%	12.28
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO				14.94%	5.17
TOTAL MANO DE OBRA					39.79
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	2 Grúa 30 tn	Hr.	0.2	1400	280.00
2	Retroexcavadora	Hr.	0.067	250	16.67
3	Compactadora Rodillo	Hr.	0.067	300	20.00
4	Generador Electrico	Hr.	0.2	30	6.00
HERRAMIENTAS = (% MANO DE OBRA)			5.00%		1.99
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					324.66
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10.00%		36.44
TOTAL GASTOS GENERALES					36.44
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10.00%		40.09
TOTAL UTILIDAD					40.09
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3.09%		13.63
TOTAL IMPUESTOS					13.63
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					454.6
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					454.6

ACTIVIDAD :	HORMIGON SIMPLE P/(SUPERESTRUCTURA) Fc= 280 Kg/cm2	
CANTIDAD :	68.34	HOJA DE PRECIOS UNITARIOS ITEMS N° 20
UNIDAD :	m3	
MONEDA :	Bs	

1. MATERIALES					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cemento	Kg.	360	1.12	403.20
2	Arena	m3	0.5	120	60.00
3	Grava	m3	0.7	150	105.00
4	Clavos	Kg.	1	11	11.00
5	Alambre de amarre	Kg.	1	11	11.00
6	Madera de construccion	p2	80	10	800.00
7	Agua	m3	1	15	15.00
TOTAL MATERIALES					1 405.20
2. MANO DE OBRA					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Encofrador	Hr.	13	12.5	162.50
2	Albañil	Hr.	13	17.5	227.50
3	Ayudante	Hr.	26	15	390.00
SUBTOTAL MANO DE OBRA					390.00
CARGAS SOCIALES =(% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% a 71.18%)				55.00%	214.5
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = % DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14.94%	90.37
TOTAL MANO DE OBRA					694.87
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Mescladora	Hr.	1	20	20.00
2	Vibradora	Hr.	0.8	15	12.00
HERRAMIENTAS = (% MANO DE OBRA)			5.00%		34.74
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					66.74
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10.00%		216.68
TOTAL GASTOS GENERALES					216.68
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10.00%		238.35
TOTAL UTILIDAD					238.35
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3.09%		81.02
TOTAL IMPUESTOS					81.02
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					2702.86
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					2702.86

ACTIVIDAD :	ACERO ESTRUCTURAL $F_y=4200$ Kg/cm ²		HOJA DE PRECIOS UNITARIOS ITEMS N° 21
CANTIDAD :	16440.62		
UNIDAD :	m ³		
MONEDA :	Bs		

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Acero corrugado	Kg.	1.05	6.62	6.95
TOTAL MATERIALES					6.95
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Armador	Hr.	0.07	15	1.05
2	Ayudante	Hr.	0.07	12.5	0.88
SUBTOTAL MANO DE OBRA					1.93
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% a 71.18%)				55.00%	1.06
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14.94%	0.45
TOTAL MANO DE OBRA					3.43
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
HERRAMIENTAS = (% MANO DE OBRA)			5.00%		0.17
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					0.17
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10.00%		1.06
TOTAL GASTOS GENERALES					1.06
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10.00%		1.16
TOTAL UTILIDAD					1.16
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3.09%		0.39
TOTAL IMPUESTOS					0.39
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					13.16
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					13.16

ACTIVIDAD :	BARBACANAS PVCH D=4"	
CANTIDAD :	12.60	HOJA DE PRECIOS UNITARIOS ITEMS N° 22
UNIDAD :	m	
MONEDA :	Bs	

1. MATERIALES					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Tubo PVC. D = 4"	m	1.05	22.5	23.63
TOTAL MATERIALES					23.63
2. MANO DE OBRA					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	0.25	17.5	4.38
2	Ayudante	Hr.	0.25	12.5	3.13
SUBTOTAL MANO DE OBRA					7.5
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% a 71.18%)				55.00%	4.13
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14.94%	1.74
TOTAL MANO DE OBRA					13.36
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
HERRAMIENTAS = (% MANO DE OBRA)			5.00%		0.67
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					0.67
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10.00%		3.77
TOTAL GASTOS GENERALES					3.77
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10.00%		4.14
TOTAL UTILIDAD					4.14
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3.09%		1.41
TOTAL IMPUESTOS					1.41
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					46.97
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					46.97

ACTIVIDAD :	BARANDADO METALICO	
CANTIDAD :	240.00	HOJA DE PRECIOS UNITARIOS ITEMS N° 23
UNIDAD :	m	
MONEDA :	Bs	

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Tubo acero galvanizado 2"	Pza.	1.05	63.91	67.1
TOTAL MATERIALES					67.1
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	0.37	17.5	6.48
2	Ayudante	Hr.	0.37	12	4.44
SUBTOTAL MANO DE OBRA					10.92
CARGAS SOCIALES =(% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% a 71.18%)				55.00%	6
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14.94%	2.53
TOTAL MANO DE OBRA					19.45
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
HERRAMIENTAS = (% MANO DE OBRA)			5.00%		0.97
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					0.97
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10.00%		8.75
TOTAL GASTOS GENERALES					8.75
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10.00%		9.63
TOTAL UTILIDAD					9.63
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3.09%		3.27
TOTAL IMPUESTOS					3.27
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					109.17
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					109.17

ACTIVIDAD :	JUNTAS DE DILATAACION ACERO GOMA	
CANTIDAD :	16.40	HOJA DE PRECIOS UNITARIOS ITEMS N° 24
UNIDAD :	m	
MONEDA :	Bs	

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Angular 100X100X10mm	m	2	215.76	431.52
2	Flexopreno	m	1	450	450
3	Acero estructural	Kg.	1.05	8.76	9.2
4	Soldadura de arco	Kg.	0.05	18	0.9
TOTAL MATERIALES					891.62
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Ayudante	Hr.	1	13.3	13.3
2	Soldador	Hr.	3	20	60
3	Peon	Hr.	1	13.25	13.25
SUBTOTAL MANO DE OBRA					86.55
CARGAS SOCIALES =(% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% a 71.18%)				55.00%	47.6
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14.94%	20.04
TOTAL MANO DE OBRA					154.19
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Equipo de soldar	Hr.	3	40	120
HERRAMIENTAS = (% MANO DE OBRA)			5.00%		7.71
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					127.71
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10.00%		117.35
TOTAL GASTOS GENERALES					117.35
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10.00%		129.09
TOTAL UTILIDAD					129.09
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3.09%		43.88
TOTAL IMPUESTOS					43.88
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					1463.84
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					1463.84

ACTIVIDAD :	PROV.Y COLOCACION DE GAVIONES 2x1x1 m		
CANTIDAD :	200.00	HOJA DE PRECIOS UNITARIOS ITEMS N° 25	
UNIDAD :	m3		
MONEDA :	Bs		

1. MATERIALES						
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total	
1	Piedra	m3	1.05	110	115.5	
2	Gavion macaferri 2x1x1m	Pza.	1	225	225	
3	Alambre galvanizado N 10	Kg.	0.5	18	9	
TOTAL MATERIALES					349.5	
2. MANO DE OBRA						
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total	
1	Albañil	Hr.	3	18.75	56.25	
2	Ayudante	Hr.	3	15	45	
SUBTOTAL MANO DE OBRA					101.25	
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% a 71.18%)				55.00%	55.69	
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14.94%	23.45	
TOTAL MANO DE OBRA					180.38	
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA						
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total	
HERRAMIENTAS = (% MANO DE OBRA)					5.00%	9.02
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					9.02	
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS						
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10.00%		53.89	
TOTAL GASTOS GENERALES					53.89	
5. UTILIDAD						
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10.00%		59.28	
TOTAL UTILIDAD					59.28	
6. IMPUESTOS						
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3.09%		20.15	
TOTAL IMPUESTOS					20.15	
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					672.22	
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					672.22	

ACTIVIDAD :	PROV.Y COLOCACION DE COLCHONETAS 6x2x0,23 m	
CANTIDAD :	60.00	HOJA DE PRECIOS UNITARIOS ITEMS N° 26
UNIDAD :	m3	
MONEDA :	Bs	

1. MATERIALES					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Piedra bruta	m3	1.05	115	120.75
2	Gavion Colchoneta 6x2x0,2	Pza.	0.51	410	209.1
3	Alambre galvanizado N 10	Kg.	2	18	36
TOTAL MATERIALES					365.85
2. MANO DE OBRA					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	1.6	18.75	30
2	Ayudante	Hr.	1.6	15	24
SUBTOTAL MANO DE OBRA					54
CARGAS SOCIALES =(% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% a 71.18%)				55.00%	29.7
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = % DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14.94%	12.5
TOTAL MANO DE OBRA					96.2
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
HERRAMIENTAS = (% MANO DE OBRA)			5.00%		4.81
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					4.81
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10.00%		46.69
TOTAL GASTOS GENERALES					46.69
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10.00%		51.36
TOTAL UTILIDAD					51.36
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3.09%		17.46
TOTAL IMPUESTOS					17.46
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					582.36
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					582.36

ACTIVIDAD :	LIMPIEZA GENERAL	
CANTIDAD :	1.00	HOJA DE PRECIOS UNITARIOS ITEMS N° 27
UNIDAD :	Glb	
MONEDA :	Bs	

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
TOTAL MATERIALES					0
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Chofer	Hr.	10	18.75	187.5
2	Ayudante	Hr.	20	15	300
SUBTOTAL MANO DE OBRA					487.5
CARGAS SOCIALES = (% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% a 71.18%)				55.00%	268.13
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14.94%	112.89
TOTAL MANO DE OBRA					868.52
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Volqueta	Hr.	10	150	1500
HERRAMIENTAS = (% MANO DE OBRA)			5.00%		43.43
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					1543.43
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10.00%		241.19
TOTAL GASTOS GENERALES					241.19
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10.00%		265.31
TOTAL UTILIDAD					265.31
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3.09%		90.18
TOTAL IMPUESTOS					90.18
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					3008.63
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					3008.63

**5.4.- PRESUPUESTO DE “DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE
VEHICULAR SAN GERONIMO CENTRO SOBRE LA QUEBRADA SAN PEDRO”
UBICACIÓN : DEPARTAMENTO DE TARIJA
BARRIO : SAN GERONIMO**

PRESUPUESTO POR ITEMS Y GENERAL DE LA OBRA (En Bolivianos)

ITEMS	DESCRIPCION POR ITEMS	UNID AD	CANT.	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
I	OBRAS PRELIMINARES				25 957.15
1	INSTALACION DE FAENAS	Glb.	1.00	11 580.76	11 580.76
2	LETRERO DE OBRA	Pza.	1.00	2 295.75	2 295.75
3	LIMPIEZA Y DESBROCE	m2	600.00	7.29	4 374.00
4	REPLANTEO Y TRAZO DEL PUENTE	Glb.	1.00	7 706.63	7 706.64
II	INFRAESTRUCTURA				5 433 999.30
5	EXACAVACION SIMPLE C/EQUIPO	m3	4122.00	36.28	149 536.85
6	EXACAVACION CON ENTIVADO	m3	1832.00	454.53	832 694.73
7	HORMIGON POBRE DE NIVELACION	m3	45.80	1 297.03	59 403.81
8	HORMIGON SIMPLE P/(INFRAESTRUCTURA) Fc= 280 kg/cm2	m3	928.07	3 601.59	3 342 530.91
9	ACERO ESTRUCTURAL Fy= 4200 Kg/cm2	Kg.	46000.36	13.16	605 364.74
10	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL SELECCIONADO	m3	2496.08	173.48	433 019.96
11	BARBACANA DE PVC D=4"	m	32.80	46.97	1 540.62
12	APOYO DE NEOPRENO COMPUESTO	dm3	24.00	412.82	9 907.68

III	SUPERESTRUCTURA				1 104 991.25
13	HORMIGON P/VIGAS Fc= 350 Kg/cm2	m3	78.01	4 589.03	357 990.44
14	CABLES DE ACERO P/PRETENSADO 12 T	m	360.00	262.56	94 521.60
15	VAINAS DE CHAPA CORRUGADA	m	360.00	87.92	31 651.20
16	CONOS DE ANCLAJE C/ACCESORIOS	Pza.	24.00	1 871.08	44 905.92
17	TESADO DE CABLES	m	360.00	121.78	43 840.80
18	INYECCION LECHADA DE CEMENTO	m	360.00	78.59	28 292.40
19	MONTAJE DE LAS VIGAS DE H° P°	m	120.00	454.60	54 552.00
20	HORMIGON SIMPLE P/(SUPERESTRUCTURA) Fc= 280 Kg/m2	m3	68.34	2 702.86	184 713.65
21	ACERO ESTRUCTURAL Fy= 4200 Kg/cm2	Kg.	16440.62	13.16	216 358.56
22	BARBACANA DE PVC D=4"	m	12.60	46.97	591.82
23	BARANDADO METALICO	m	240.00	109.17	26 200.80
24	JUNTA DE DILATACION ACERO GOMA	m	14.60	1 463.84	21 372.06
IV	OBRAS COMPLEMENTARIAS				172 394.23
25	PROV. Y COLOC. GAVIONES DE 3x1x1 m	m3	200.00	672.22	134 444.00
26	PROV. Y COLOC. COLCHONETA DE 6x2x0,25 m	m3	60.00	582.36	34 941.60
27	LIMPIEZA GENERAL	Glb.	1.00	3 008.63	3 008.63
COSTO TOTAL DEL PROYECTO (NUMERAL) EN BS.				Bs.	6 737 341.93
COSTO DEL PROYECTO POR UNIDAD LONGITUDINAL				Bs./m	224 578.06
COSTO (LITERAL) EN BS. = SEIS MILLONES SETECIENTOS TREINTA Y SIETE MIL TRESCIENTOS CUARENTA Y UNO 93/100					

5.5 ESPECIFICACIONES TECNICAS

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.

N° 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.

N° 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 tomará 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 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.

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 limpiarán 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.

N° ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
5	Excavación Simple C/Equipo	m3

ITEM – 06

EXCAVACION CON ENTIBADO

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 al margen poco existente del nivel freático y en las cuales se hace necesario utilizar entibados, tablestacas, ataguías. 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

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 eximira 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 propuesto 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 a 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 aplicara un anclaje especial tal como pasadores o cuñas, para transferir el peso total del encofrado al sellado de la fundación. Cuando tal sellado se efectuó 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.

N° ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
6	Excavación con Entivado	m3

ITEM – 07

HORMIGON POBRE DE NIVELACION

1. DEFINICIÓN

Consiste en la colección de un hormigón con una relación 1:2:4 $f_{ck} = 110 \text{ kg/cm}^2$, 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 (m^3) 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 – 08-13 -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% Ensayo AASHTO T-112
- Carbón y lignito: 1% Ensayo AASHTO T-113
- Material que pase el tamiz N° 200 3% Ensayo 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 comprensión, 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

N° DE TAMIZ	PORCENTAJE EN PESO QUE PASA
3/8 de pulgada	100 – 100
N° 4	95 -100
N° 8	80 – 100
N° 16	50 – 85
N° 30	25 – 60
N° 50	10 – 30
N° 100	2 – 10
N° 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:	Ensayo AASHTO T-1120.25 %
•Material que pase el tamiz N° 200:	Ensayo AASHTO T-11 1 %
•Carbón y lignita:	Ensayo 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	0 - 5
67	3/4" - N° 4					100	90 - 100		20 - 55	0	0 - 5
57	1" - N° 4				100	95		25 - 60		0	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 microsílca 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 microsílca a ser adicionado al hormigón, debe ser estudiado en función de los resultados deseados. Normalmente se utiliza de 8 a 15% de microsílca con relación al peso del cemento.

La utilización conjunta de súper plastificantes y microsílca, 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 microsílca 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, Sikament N-100, Antisol
(AA) mayor o igual a	280	400	
(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 $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

ACERO ESTRUCTURAL $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

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 4200 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 $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	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

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 vigilara 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	dm ³

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 (fc 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 fck = 21 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 no 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 compresión 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 construidos 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 preesforzado 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 sopladados 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 H° P°

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.

Nº ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
19	Montaje de las Vigas de H° P°	Pza.

ITEM – 23

BARANDADO METÁLICO PEATONAL PARA PUENTE

1. DEFINICIÓN

Este trabajo consiste en la construcción de barandas de puentes de hormigón, ejecutadas de acuerdo con las presentes especificaciones y de conformidad con el diseño, alineamientos, acotamientos y dimensiones fijadas en los planos.

Las barandas de puentes serán efectuadas con tubería galvanizada, de 1 y 2 pulgadas, el barandado metálico tendrá la misión de proteger a los peatones, el mismo que deberá ser ejecutado de acuerdo a planos.

2. MATERIALES

Las barandas serán de tubería galvanizada del tipo indicado en los planos y según lo que se estipula en la norma UNE-EN 10.240:1997. El material tendrá una calidad A-1.

3. EQUIPO

La naturaleza, capacidad y cantidad de equipo a emplearse, dependerá del método utilizado y la extensión del trabajo a ejecutar. EL CONTRATISTA presentará una relación detallada del equipo a utilizarse, el mismo que deberá ser aprobado por la SUPERVISIÓN, quién podrá instruir al CONTRATISTA que modifique su equipo a fin de hacerlo más adecuado a los objetivos de la obra.

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 DE LA SUPERVISIÓN

Se verificará la alineación y calidad de los tubos con la finalidad de que no se deterioren antes de tiempo.

Se verificara el acabado y la calidad del tubo galvanizado, garantizando que cumpla la calidad establecida.

6. MEDICIÓN

La unidad de medida será el metro (m), de baranda de tubería realmente terminada en obra y debidamente aceptado por la SUPERVISIÓN, la medida se efectuará a lo largo del eje de la baranda.

No serán medidos para efectos de pago, longitudes de baranda construida fuera de los límites indicados en los planos o autorizados por la SUPERVISIÓN.

7. PAGO

Será pagado según el precio unitario en el contrato, el costo de los trabajos para la construcción del barandado que deberán cubrir todos los costos del suministro, como el suministro de materiales, producción, transporte, colocación y curado del concreto debidamente aceptado por la SUPERVISIÓN, será cancelado por todos los trabajos y aceptado.

Nº ITEM	DESIGNACION	UNIDAD DE MEDIDA
23	Barandado Metálico Peatonal para Puente	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.

N° 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 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.

Díámetro 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 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

NOTA: Los Computos Metricos del Apote Academico son muy diferentes a los computos Metricos del Presente Proyecto: "Diseño Estructural Puente Vehicular San Geronimo Sobre la Quebrada San Pedro". De alguna manera no pueden ser relacionados son diferentes temas conceptuales, entonces tenemos los computos metricos A.Academico:

7.- PRECIOS UNITARIOS DEL APORTE ACADEMICO

ACTIVIDAD :	COSTO DE GRUA POR UNA HORA DE OPERACIÓN	
CANTIDAD :	1	HOJA DE PRECIOS UNITARIOS ITEMS N°1
UNIDAD :	Hr	
MONEDA :	Bs	

VIGA MONTADA ENTERA

2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantida d	Precio Productivo	Costo Total (Bs)
1	OPERADOR	Hr.	4	17.5	70
2	AYUDANTE	Hr.	2	12.5	25
SUBTOTAL MANO DE OBRA					95
CARGAS SOCIALES =(% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% a 71.18%)				55,00 %	52.25
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES)(14,94)				14,94 %	60.0875
TOTAL MANO DE OBRA					207.3375
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	GRUAS DE 30 TON	BS/hr	0.01	1392	13.92
2	GRUAS DE 30 TON	BS/hr	0.01	1392	13.92
HERRAMIENTAS = (% MANO DE OBRA)			5,00 %		10.37
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					38.21
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		184,26
TOTAL GASTOS GENERALES					184.26
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		202,68
TOTAL UTILIDAD					202.68
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		19.54
TOTAL IMPUESTOS					68.89
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					796.37
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES (Bs)					796.37

ACTIVIDAD :	COSTO DE GRUA POR UNA HORA DE OPERACIÓN	
CANTIDAD :	1	HOJA DE PRECIOS UNITARIOS ITEMS N°2
UNIDAD :	Hr	
MONEDA :	Bs	

VIGAS MONTADA POR SEGMENTO

2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantida d	Precio Productivo	Costo Total (Bs)
1	OPERADOR	Hr.	2	10	20
2	AYUDANTE	Hr.	4	8	32
SUBTOTAL MANO DE OBRA					52
CARGAS SOCIALES =(% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% a 71.18%)				55,00 %	28.6
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES)(14,94)				14,94 %	8.58
TOTAL MANO DE OBRA					89.18
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	GRUAS DE 10 TON	BS/hr	0.3	1044	313.2
EQUIPO Y HERRAMIENTAS = (% MANO DE OBRA)			5,00 %		4.46
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					317.66
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		45.88
TOTAL GASTOS GENERALES					45.88
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		202,68
TOTAL UTILIDAD					202.68
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		20.25
TOTAL IMPUESTOS					68.89
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					776.29
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES (Bs)					776.29

ACTIVIDAD :	CANTIDAD DE ACEROS POR ML		
CANTIDAD :	1	HOJA DE PRECIOS UNITARIOS ITEMS N°3	
UNIDAD :	ML		
MONEDA :	Bs		

VIGAS MONTADA ENTERA

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantid ad	Precio Productivo	Costo Total
					(Bs)
1	Fierro Estructural	kg	1	8.352	8.352
TOTAL MATERIALES					8.352
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	1	21	21
2	Ayudante	Hr.	1	15	15
SUBTOTAL MANO DE OBRA					36
CARGAS SOCIALES =(% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% a 71.18%)				55,00 %	19.80
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	5.40
TOTAL MANO DE OBRA					61.2
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Camion	GLB	1	50	50
HERRAMIENTAS = (% MANO DE OBRA)			5,00 %		3.06
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					53.06
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		9.74
TOTAL GASTOS GENERALES					9.74
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		15.86
TOTAL UTILIDAD					15.86
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		5.71
TOTAL IMPUESTOS					5.71
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					189.93
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES					189.93

ACTIVIDAD :	CANTIDAD DE ACEROS POR ML	
CANTIDAD :	1	HOJA DE PRECIOS UNITARIOS ITEMS N°4
UNIDAD :	ML	
MONEDA :	Bs	

VIGAS MONTADA POR SECCIONES

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantid ad	Precio Productivo	Costo Total
1	Fierro Estructural	kg	1	8.352	8.352
TOTAL MATERIALES					8.352
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	2	17.5	35
2	Ayudante	Hr.	1	12.5	12.5
SUBTOTAL MANO DE OBRA					47.5
CARGAS SOCIALES =(% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% a 71.18%)				55,00 %	26.13
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	7.13
TOTAL MANO DE OBRA					80.75
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	CAMION	GLB	1	100	100
HERRAMIENTAS = (% MANO DE OBRA)			5,00 %		4.04
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					104.04
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		15.99
TOTAL GASTOS GENERALES					15.99
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		24.06
TOTAL UTILIDAD					24.06
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		8.70
TOTAL IMPUESTOS					8.70
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					289.39
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES (BS)					289.39

ACTIVIDAD :	CONSTRUCCION DE LA VIGAS		
CANTIDAD :	1	HOJA DE PRECIOS UNITARIOS ITEMS N°5	
UNIDAD :	ML		
MONEDA :	Bs		

VIGAS MONTADA ENTERAS

1. MATERIALES					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
					(Bs)
1	Madera de construccion	p2	20	7	140
2	Pintura al aceite	Lt.	5,00	35,00	175
3	Pernos y accesorios	Glb	1,00	100,00	100
4	Lija para madera	m	6,00	4,00	24
5	Arena	m3	0,20	120,00	24
6	Grava	m3	0,26	150,00	39
7	Cemento	Kg	50,00	1,200	56
TOTAL MATERIALES					558
2. MANO DE OBRA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	0.6	17.5	10.5
2	Ayudante	Hr.	0.5	12.5	6.25
SUBTOTAL MANO DE OBRA					16.75
CARGAS SOCIALES =(% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% a 71.18%)				55,00 %	9.2125
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	3.8787975
TOTAL MANO DE OBRA					29.8412975
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
Descripcion		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	MESCLADORA	GL	1	50	50
HERRAMIENTAS = (% MANO DE OBRA)			5,00 %		2.5
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					52.5
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		64.03412975
TOTAL GASTOS GENERALES					64.03
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		66.86
TOTAL UTILIDAD					66.86
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		22.44
TOTAL IMPUESTOS					22.44
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					793.68
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2) DECIMALES (BS)					793.68

ACTIVIDAD :	CONSTRUCCION DE LA VIGAS		
CANTIDAD :	1	HOJA DE PRECIOS UNITARIOS ITEMS N°6	
UNIDAD :	ML		
MONEDA :	Bs		

VIGAS MONTADA POR SEGMENTOS

1. MATERIALES					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo (Bs)	Costo Total
1	Madera de construccion	p2	20	7	140
2	Pintura al aceite	Lt.	5,00	35,00	175
3	Pernos y accesorios	Glb	1,00	100,00	100
4	Lija para madera	m	6,00	4,00	24
5	Arena	m3	0,20	120,00	24
6	Grava	m3	0,26	150,00	39
7	Cemento	Kg	50,00	1,1200	56
TOTAL MATERIALES					558
2. MANO DE OBRA					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hr.	2	17.5	35
2	Ayudante	Hr.	2	12.5	25
SUBTOTAL MANO DE OBRA					60
CARGAS SOCIALES =(% DEL SUBTOTAL DE MANO DE OBRA) (55% a 71.18%)				55,00 %	33
IMPUESTOS IVA MANO DE OBRA = (% DE SUMA DE; SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) (14.94%)				14,94 %	13.89
TOTAL MANO DE OBRA					106.89
3. EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTA					
	Descripcion	Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	MESCLADORA	GL	1	50	50
HERRAMIENTAS = (% MANO DE OBRA)			5,00 %		2.5
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					52.5
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
GASTOS GENERALES = % DE (1+2+3)			10,00 %		71.74
TOTAL GASTOS GENERALES					71.74
5. UTILIDAD					
UTILIDAD = % DE (1+2+3+4)			10,00 %		79.66
TOTAL UTILIDAD					79.66
6. IMPUESTOS					
IMPUESTOS = % DE (1+2+3+4+5)			3,09 %		26.57
TOTAL IMPUESTOS					26.57
TOTAL PRECIO UNITARIO = (1+2+3+4+5+6)					895.37
TOTAL PRECIO UNITARIO CON DOS (2)					895.37