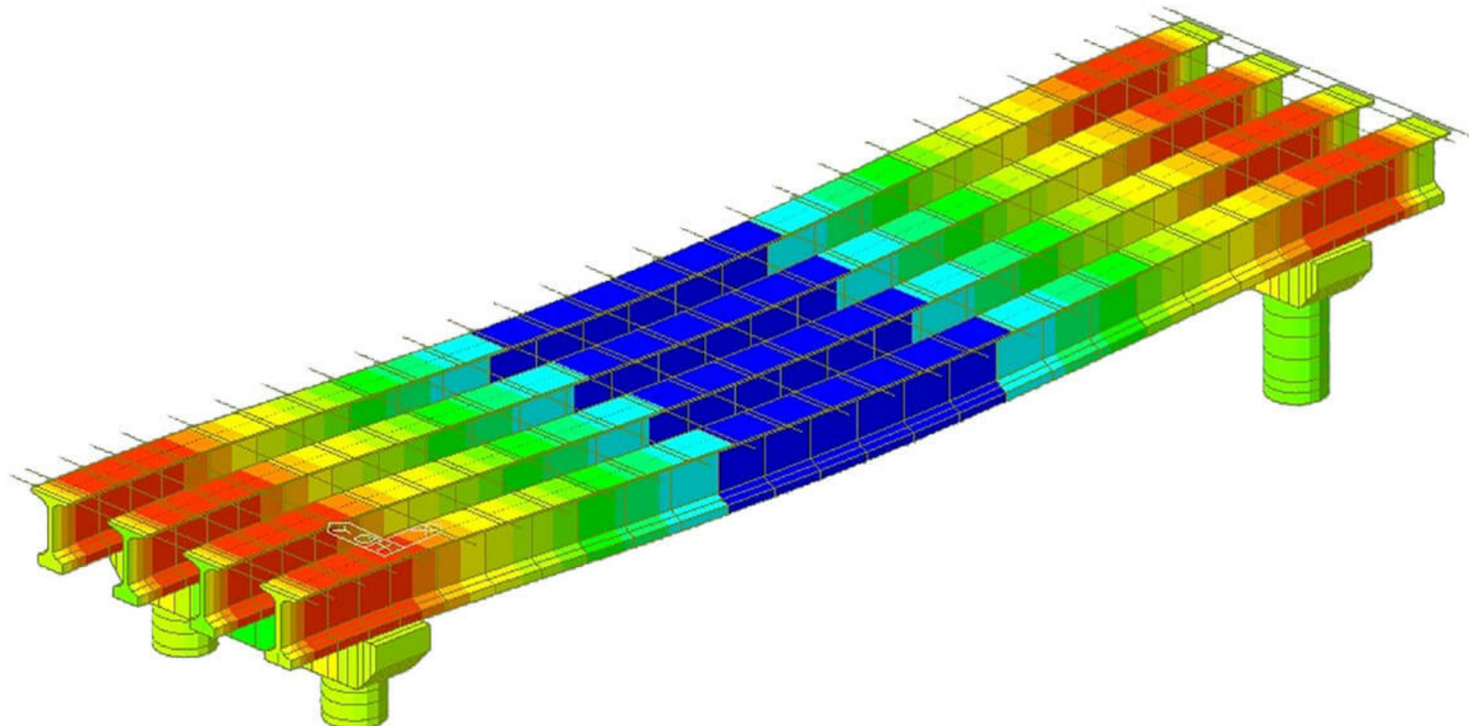


UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE FACULTAD DE INGENIERIA

TRABAJO FINAL DE CARRERA



DIMENSIONAMIENTO DE PUENTE DE HORMIGÓN POSTESADO EN RUTA PROVINCIAL N°57 SOBRE ARROYO COLORADO

AUTORES:

- ***CAÑETE VILLAMAYOR, LUIS ENRIQUE.***
- ***HUICI, SANTIAGO.***

TUTORA: ING. ROSHDESTWENSKY, KRISTEL

ASESORES HIDRÁULICOS: ING. KUTNICH, EDGARDO JAVIER.
ING. MOLINA, MARIANO.

AÑO: 2024.

ÍNDICE

CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN.....	Página 3.
CAPITULO 2: ANÁLISIS GEOTÉCNICO.....	Página 7.
CAPITULO 3: ANÁLISIS TOPOGRÁFICO.....	Página 14.
CAPITULO 4: ADECUACIÓN HIDRÁULICA.....	Página 19.
CAPITULO 5: DISEÑO ESTRUCTURAL.....	Página 39.
CAPITULO 6: DIMENSIONAMIENTO.....	Página 51.
CAPITULO 7: ANÁLISIS ECONÓMICO.....	Página 244.
CAPITULO 8: RECOMENDACIONES FINALES.....	Página 271.
CAPITULO 9: BIBLIOGRAFÍA.....	Página 272.
CAPITULO 10: ANEXOS.....	Página 274.

CAPÍTULO I

1.INTRODUCCIÓN.

1.1.GENERALIDADES.

Debido al constante crecimiento demográfico del país, es necesario actualizar las infraestructuras existentes para asegurar una calidad de vida de sus habitantes. Uno de los sectores más importantes es la parte vial, la que permite conectar las distintas localidades, fomentar el comercio y mejorar la interrelación entre las mismas.

El estudio de los caminos y su respectiva traza hace que se deban estudiar y evaluar ciertas cuestiones técnicas, como ser el cruce con otros caminos existentes o como en este caso con cursos de agua.

Como toda obra de Ingeniería, es necesario estudiar y comprender el entorno en el cual se emplaza, en primera instancia para realizar el anteproyecto de un puente es necesario saber el tránsito que circulará por él, el cual será mayor al existente debido a los beneficios que presentará la obra. También se deben ver los factores fisiográficos e hidrológicos de la cuenca donde se emplaza el puente, para así definir la altura a salvar para que el curso de agua pueda transportar el caudal máximo en épocas de creciente.

1.2 UBICACIÓN GEOGRÁFICA.

La Provincia del Chaco, es una de las 23 provincias de la República Argentina. Está ubicada en el noreste del país, en la región del Norte Grande Argentino, limitando al norte con los ríos Bermejo y Teuco (o Bermejo Nuevo) que la separan de Formosa, al este con los ríos Paraguay y Paraná que la separan, respectivamente, de la República del Paraguay y la provincia de Corrientes, al sur con Santa Fe y al oeste con Santiago del Estero y la provincia de Salta en el noroeste. La misma está comprendida entre los paralelos 24° y 28° de latitud sur, entre los meridianos 58 y 63° de longitud oeste. Tiene una superficie de 99.633 km², dividida en 25 departamentos, con una población de 1.129.606 habitantes, según censo nacional 2.022, lo que representaría el 2,5% del total de la población nacional, siendo la densidad de población media de 11,3 habitantes por kilómetros cuadrados.

El Área Metropolitana del Gran Resistencia (AMGR) se encuentra en la zona sureste de la provincia y corresponde al Departamento de San Fernando (Figura 1), por otro lado, Puerto Tirol es la ciudad industrial cabecera del departamento Libertad.

Dentro del área de influencia, el puente sobre Arroyo Colorado objetivo de estudio en el presente trabajo se encuentra sobre la Ruta Provincial N°57 (R.P. N°57) progresiva 3+500, la ruta tiene un recorrido de 37 kilómetros con orientación noroeste desde su inicio en Fontana (27°24'43"S / 59°02'54"W), pasando por Puerto Tirol y Colonia Popular hasta su finalización en Laguna Blanca (27°14'20"S / 59°15'29"W) dentro de la provincia de Chaco.

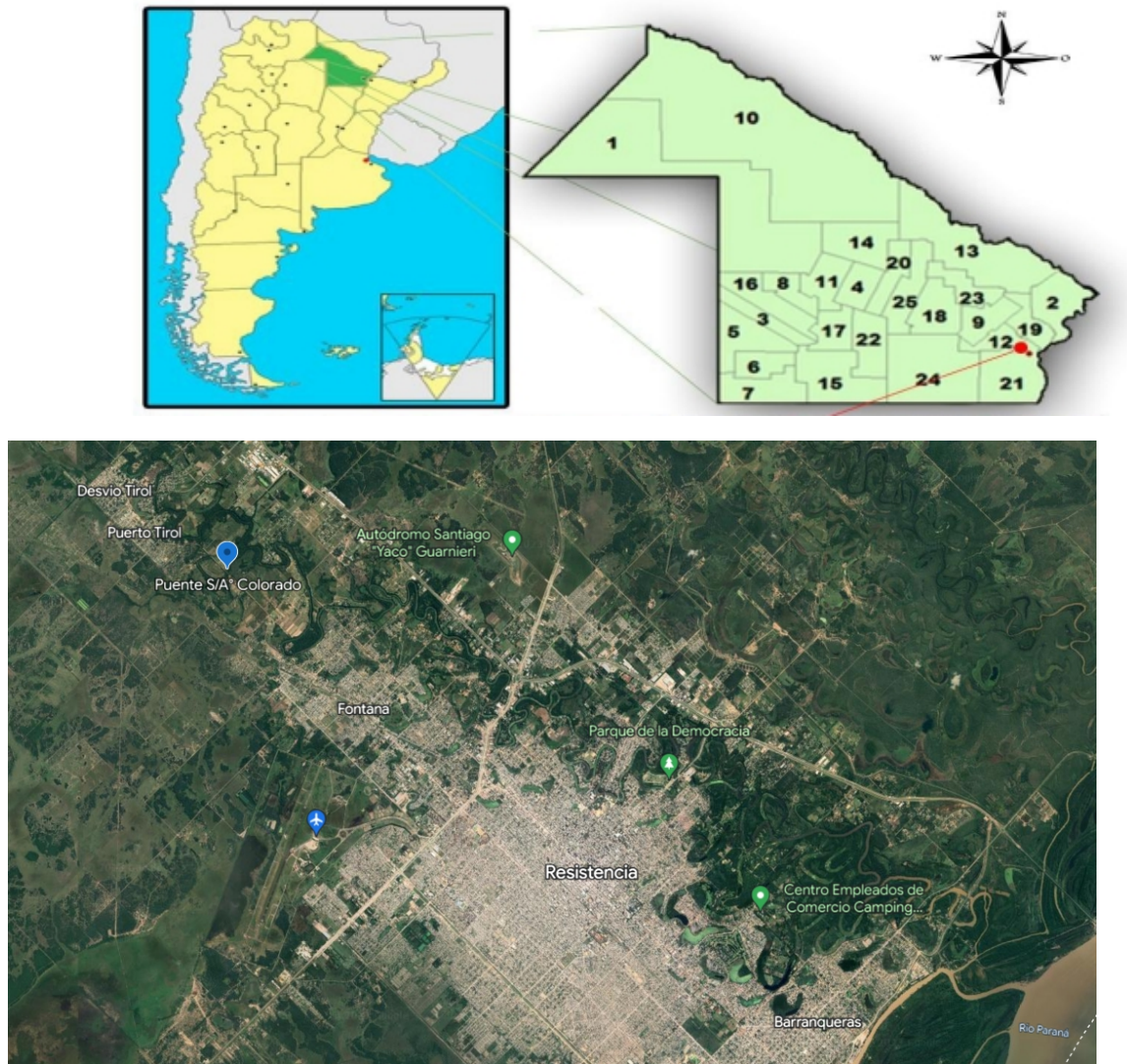


Figura 1. Ubicación Geográfica de la zona de estudio. Fuente: Elaboración Propia.

1.3 OBJETIVOS.

La finalidad del trabajo es realizar el dimensionamiento y cálculo estructural de un puente de hormigón pretensado sobre el Arroyo Colorado.

El puente diseñado reemplazará al existente, el cual está hecho de madera con algunos signos de deterioro, como ser tablas rotas y quebradizas, también se observa la putrefacción de puntales. Este puente cuenta con una intervención fue reforzada con vigas de acero.



Figura 2. Puente Existente. Fuente: Elaboración Propia.

El nivel de estudio que se toma tiene carácter de anteproyecto, en donde se deben analizar las siguientes cuestiones:

- Estudio Geotécnico.
- Estudio Topográfico.
- Adecuación Hidráulica.
- Diseño Estructural.
- Dimensionamiento.
- Análisis Económico.

Una vez revisado todos los puntos, El proyecto debe garantizar:

- La seguridad vial para todos los tipos de tránsito.
- Continuidad del tránsito en épocas de creciente.
- Estructuras Estables y Duraderas.

1.4 ESTUDIO ANTECEDENTE.

Siempre es recomendado que antes de cualquier estudio, se busque y clasifique toda la información relacionada a la obra en trabajos hechos por organismos públicos o entidades privadas. Para nuestro caso, al ser un Puente ubicado sobre la Ruta Provincial N°57, que atraviesa el Arroyo Colorado, necesitamos información de las mismas.

1.4.1. RUTA PROVINCIAL N°57.

La Dirección de Vialidad Provincial (D.V.P.) es la encargada del mantenimiento de la R.P. N°57 y, en ocasiones, se estudió desde el Organismo, la ejecución de la pavimentación y que, por razones económicas, no fue viable el avance del proyecto y su posterior ejecución.

De todas maneras el anteproyecto de Pavimentación de la Ruta Provincial N°57 fue realizado como Trabajo Final en la Facultad de Ingeniería de la UNNE en el año 2021. De este trabajo se obtuvieron muchos de los valores utilizados para nuestro proyecto como ser Cota de Pavimento Futuro, Estudio de Suelos y Topográfico.

1.4.2. RELIEVE.

La R.P. N°57 se asienta sobre la llanura aluvial del río Paraná, a 52 metros sobre el nivel del mar, atravesada por el meandroso río Negro en sentido noroeste-sudeste, con aproximadamente veinte lagunas, formando una gran cuenca hidrográfica dentro del AMGR que deben ser evacuadas.

El trabajo se enfoca principalmente en el análisis hidrográfico de la Cuenca Baja del Río Negro– Salado, más precisamente en la sub-Cuenca del Arroyo Colorado, que es una ramificación del Río Negro. Dicho arroyo atraviesa la zona de obra y, por lo tanto, es punto de interés de estudio.

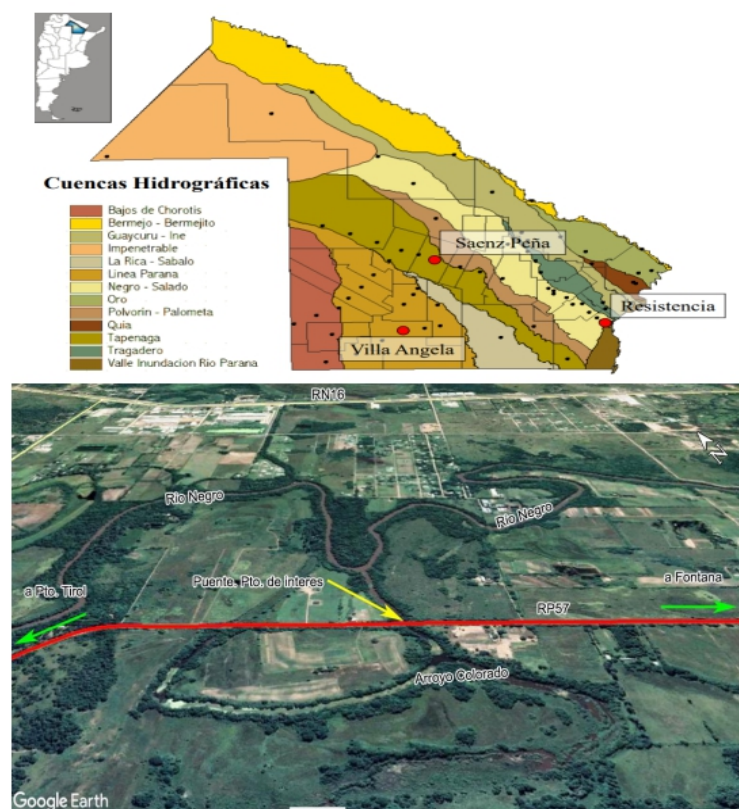


Figura 3. Cuencas Hidrográficas y ubicación de puente en estudio sobre el Arroyo Colorado. Fuente: Elaboración Propia.

CAPÍTULO II

2. ESTUDIO GEOTÉCNICO.

2.1. ENSAYOS REALIZADOS.

En este capítulo, se presentan los resultados del estudio de suelo realizado por **ESTUDIO SIGMA S.R.L.**, en el cual se realizaron ensayos de granulometría, humedad natural, límite líquido, límite plástico (índice de plasticidad), clasificación de suelos y SPT.

Debido a que en el presente trabajo solo se requiere obtener el peso específico del suelo para posteriormente calcular los empujes, solo se mostrará la ubicación de los sondeos y resultados de los ensayos SPT obtenidos.

Las perforaciones se realizaron sobre el terreno natural de la traza.

PERFORACIÓN	COTA B.P.	PROF.	COORDENADAS
ID	(m)	(m)	
P1	+ 50,20	25,42	27°23'45.84"S 59° 3'45.88"O
P2	+ 50,15	25,40	27°23'46.43"S 59° 3'45.22"O
P3	+ 50,30	25,36	27°23'47.03"S 59° 3'44.56"O

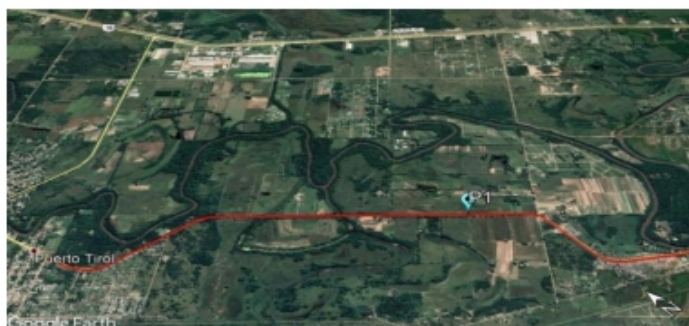


Figura 4. Ubicación de Sondeos. Fuente: Estudio Sigma S.R.L.

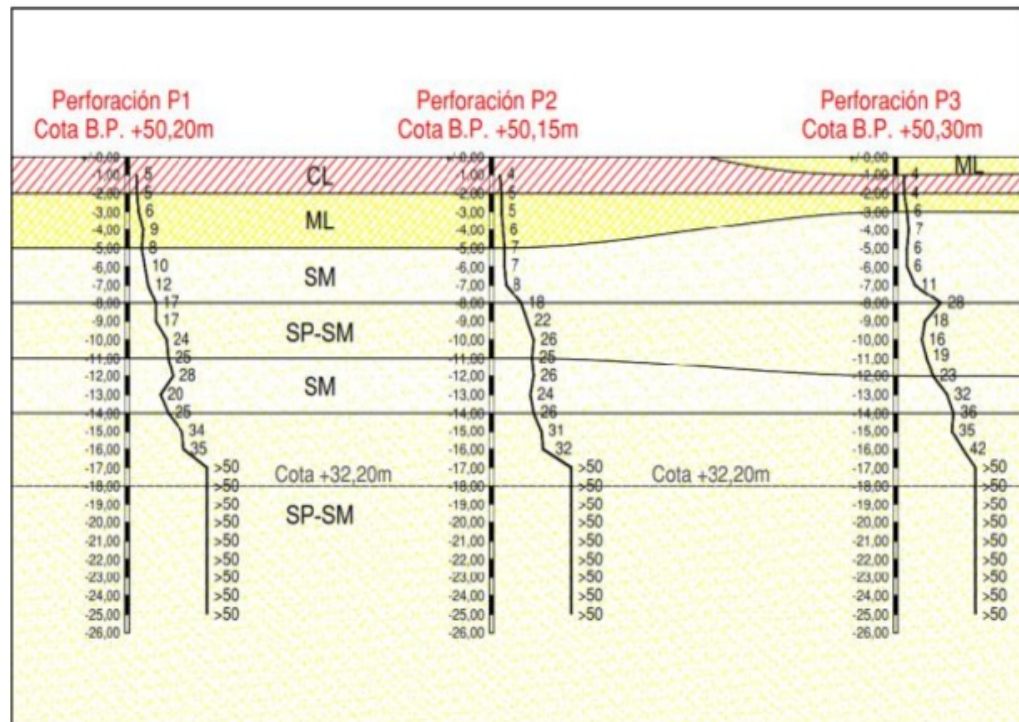


Figura 5. Descripción Perfiles Estratigráficos. Fuente: Estudio Sigma S.R.L.

Para el caso en estudio se procede a adoptar el perfil de la perforación P2, ya que es el que presenta menor n° de golpes en promedio, para la obtención de las densidades y empujes.

2.2. PERFIL GEOMECÁNICO.

2.2.1. PESOS ESPECÍFICOS PARA CÁLCULO DE EMPUJES.

Ya que para el cálculo de empujes del suelo en los elementos componentes del puente, necesitamos los valores de Peso Específico del mismo para ello se utilizarán los valores medios basados en la bibliografía teórica.

▼ TABLA 1.5 Relación de vacíos, contenido de agua y peso específico seco, típicos para algunos suelos

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

Figura 6. Relación de vacíos, contenidos de agua y peso específico seco.
Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Braja M Das.

Tabla 6.3

Porosidad, relación de vacíos y peso unitario de suelos típicos en estado natural

Descripción del suelo	Porosidad n (%)	Relación de vacíos e	Contenido de humedad w (%)	Peso unitario	
				γ_d g/cm ³	γ
1. Arena uniforme, suelta	46	0.85	32	1.43	1.89
2. Arena uniforme, densa	34	0.51	19	1.75	2.09
3. Arena graduada, suelta	40	0.67	25	1.59	1.99
4. Arena graduada, densa	30	0.43	16	1.86	2.16
5. Morena glacial con partículas de todo tamaño	20	0.25	9	2.12	2.32
6. Arcilla glacial blanda	55	1.2	45	..	1.77
7. Arcilla glacial resistente	37	0.6	22	..	2.07
8. Arcilla blanda ligeramente orgánica	66	1.9	70	..	1.58
9. Arcilla blanda muy orgánica	75	3.0	110	..	1.43
10. Bentonita blanda	84	5.2	194	..	1.27

w = contenido de humedad del suelo saturado, en por ciento del peso del suelo seco.

γ_d = peso unitario del suelo seco.

γ = peso unitario del suelo saturado.

Figura 7. Porosidad, relación de vacíos y peso unitario de suelos típicos.
Fuente: Mecánica de suelos en la Ingeniería Práctica. F Karl Terzaghi y Ralph Peck.

2.2.2. PERFIL ADOPTADO.

Estratos	Descripción	Profundidad
1	CL (Arcillas Baja Plasticidad)	0-2 m
2	ML (Arcillas Limosas)	2-5 m
3	SM (Arena Limosa Suelta)	5-8 m
4	SP-SM (Mezclas Arena - Limo Suelto)	8-11 m
5	SM (Arena Limosa Densa)	11-14 m
6	SP-SM (Mezclas Arena - Limo Denso)	14-18 m

Figura 8. Perfil adoptado. Fuente: Estudio Sigma S.R.L.

2.3. CONCLUSIONES SOBRE EL SISTEMA DE FUNDACIÓN:

Dadas las condiciones planteadas en los puntos anteriores respecto al tipo de suelo y las características de la superestructura, el sistema de fundación recomendado se presenta a continuación:

2.3.1. TIPO DE FUNDACIÓN.

Se recomienda fundaciones profundas tipo indirectas a través de pilotes de hormigón armado perforadas in situ, con recirculación de lodo bentónico por presencia de agua durante el colado.

2.3.2. PROFUNDIDAD DE IMPLANTE.

De acuerdo a las características del perfil geomecánico en general y a las condiciones de consistencia y compacidad en particular, se considera adecuado fundar los pilotes:

Cota +32,20m: profundidad de **-18,00m** respecto a terreno natural.

➤ **Tensiones admisibles por fuste**

COTA INICIAL (m)	COTA FINAL (m)	σ adm (Kg/cm ²)	K _H (Kg/cm ³)
+ 50,20	+ 47,20	despreciar	
+ 47,20	+ 42,20	0,05	1,30
+ 42,20	+ 36,20	0,11	3,50
+ 36,20	+ 33,20	0,15	5,25
+ 33,20	+ 32,20	0,20	8,00

NOTA: Longitud útil para el cálculo de resistencia por fuste igual a **15,00m**.

➤ **Tensión admisible por punta**

COTA IMPLANTE (m)	σ adm (Kg/cm ²)	K _v (Kg/cm ³)
+ 32,20	27,50	9,50

NOTA: Longitud de cálculo para determinación de tensión por punta igual a **18,00m**.

Figura 9. Tensiones admisibles del perfil adoptado. Fuente: Estudio Sigma S.R.L.

2.3.3. CAPACIDAD PORTANTE.

Una vez definidas las tensiones admisibles para el cálculo se tiene para cada diámetro:

Profundidad de implante: -18,00m

DIÁMETRO PILOTE (cm)	CARGA ROTURA (TN)	CARGA ADMISIBLE (TN)
80	531	177
100	795	265
120	1110	370

Figura 10. Cargas de rotura y admisible para cada diámetro de pilote.
Fuente: Estudio Sigma S.R.L.

2.3.4. Consideraciones particulares.

a. Factor de Seguridad

Los factores de seguridad (FS) utilizados para la determinación de las tensiones admisibles, tanto para fuste como punta son iguales a tres (3).

b. Grupo de Pilotes

Los pilotes deberán configurarse con una distancia mínima de 2,5 diámetros entre ejes. No resulta necesario aplicar reducción de capacidad de carga por efecto de grupo.

c. Diámetro

Se recomienda trabajar con pilotes de diámetro igual o superior a 0,80m.

CAPÍTULO III

3. ESTUDIO TOPOGRÁFICO.

3.1.INTRODUCCIÓN.

En este capítulo, se presentan las condiciones topográficas de la región y los resultados de trabajos antecedentes realizados por organismos provinciales. La DVP hizo un relevamiento a lo largo de toda la traza de la ruta, nuestro tramo de interés será la sección del Arroyo Colorado. A su vez la APA realizó batimetría de la zona al estudiar su descarga al Río Negro.

3.2.TOPOGRAFIA DE LA REGION.

La llanura chaqueña puede ser representada como una inmensa cuenca sedimentaria, formada a su vez por una secuencia de áreas deprimidas (cuenas, relieves negativos) y relieves positivos (dorsales, arcos, altos, lomos, domos). La pendiente general es muy escasa, entre 20 y 40 cm/km y tiene una inclinación hacia el SE, por lo cual el escurrimiento y el drenaje tienen el mismo sentido.

Para nuestro caso, la sub - cuenca del A° Colorado que es un afluente a la cuenca del Río Negro, tiene un escurrimiento en sentido SE hasta su descarga al cauce principal.

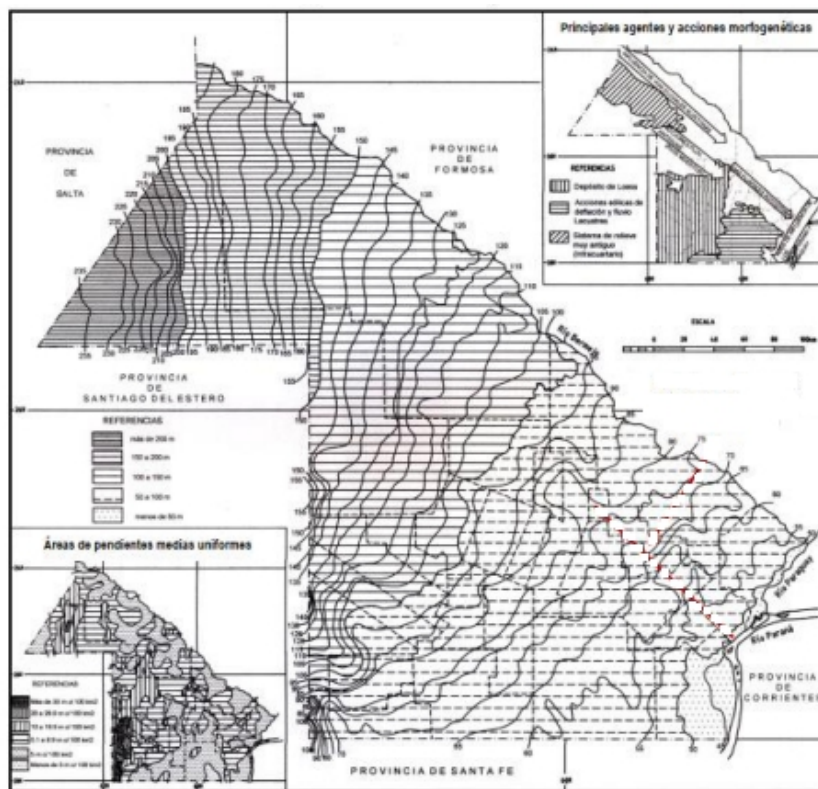


Figura 11. Curvas de nivel y pendientes del Chaco - Fuente: Atlas Geográfico de la Provincia del Chaco. Tomo I: El medio natural. Geográfica 5. Revista del Instituto de Geografía. Resistencia 1987, plancha 4.

3.3. ESTUDIOS ANTECEDENTES REALIZADOS.

A lo largo de los años, se realizaron relevamientos topográficos en la Ruta Provincial N°57 y en la descarga del Arroyo Colorado al Rio Negro. Estos estudios nos servirán para analizar la altura de pelo del agua que producirían los eventos críticos.

3.4. UBICACIÓN DE LOS TRABAJOS.

Para entender la relación de los mismos, es que se procede a ubicarlos en el Google Earth.

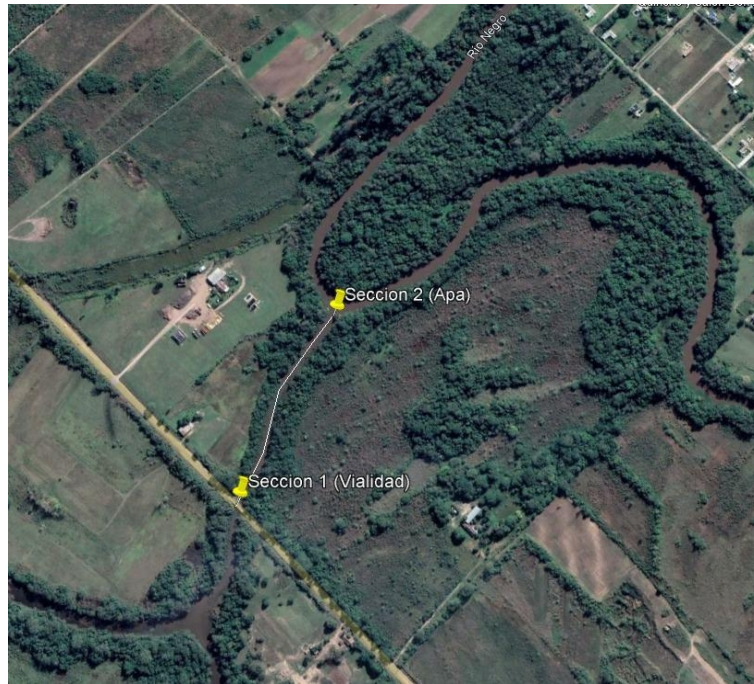


Figura 12. Secciones Topográficas Relevadas. Fuente: Google Earth, Elaboración Propia.

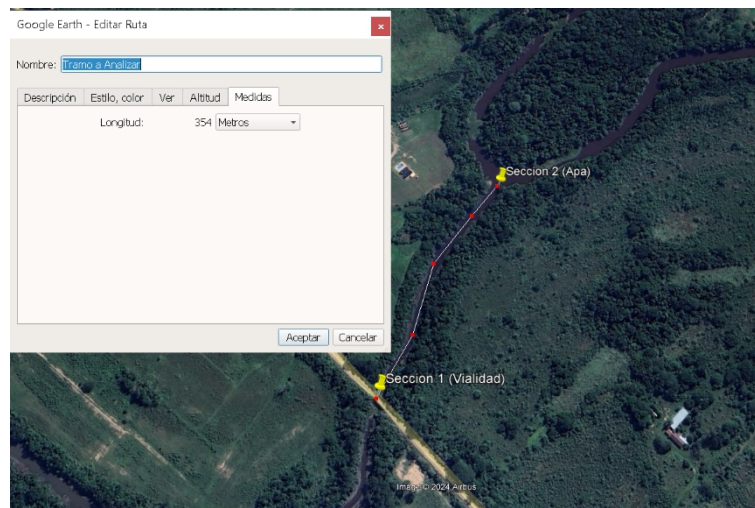


Figura 13. Distancia entre Secciones Topográficas Relevadas.
Fuente: Google Earth, Elaboración Propia.

3.5. TRAZA PLANIALTIMÉTRICA DE RUTA PROVINCIAL N°57.

Existe un estudio por parte de la DVP de la Provincia del Chaco, donde se hizo un relevamiento planialtimétrico de la traza de la misma.

Aquí nos interesa la sección que intersecta al Arroyo Colorado.

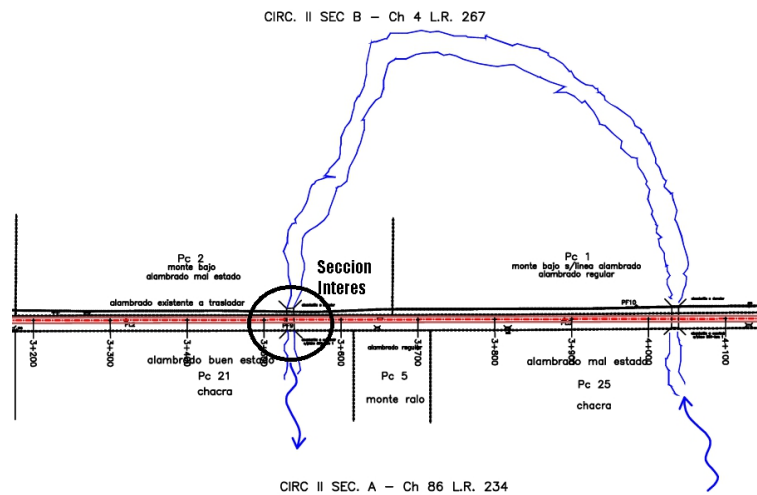


Figura 14. Ubicación de la sección del A°Colorado en RPN°57.

Fuente: Estudio de Trazo DVP Ruta Provincial N°57.

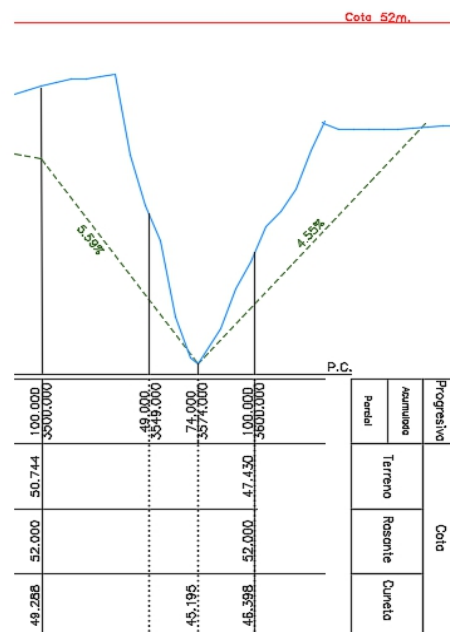


Figura 15. Altimetría de la RPN°57 en la sección del A°Colorado.

Fuente: Estudio de Trazo DVP Ruta Provincial N°57.

Para este trabajo se considerará una cota de rasante de 52m. Este dato proviene del trabajo final realizado en la Universidad Nacional del Nordeste, Pavimentación y adecuación hidráulica de ruta provincial n°57 realizado por Insaurrealde Daiana y Mourglia Ezequiel, donde se determinó una cota de rasante del pavimento igual a ese valor.

Por este motivo, lo adoptamos, para luego verificarlo en la adecuación hidráulica y los estudios estructurales de los próximos capítulos.

3.6. DESCARGA DEL ARROYO COLORADO AL RIO NEGRO.

Para la definición de las zonas de Riesgo Hídrico en el AMGR por inundaciones de la cuenca baja del Rio Negro, APA realizo trabajos de batimetría a lo largo del mismo como en sus tributarios. Nuevamente nuestra sección de interés será la del Arroyo Colorado.

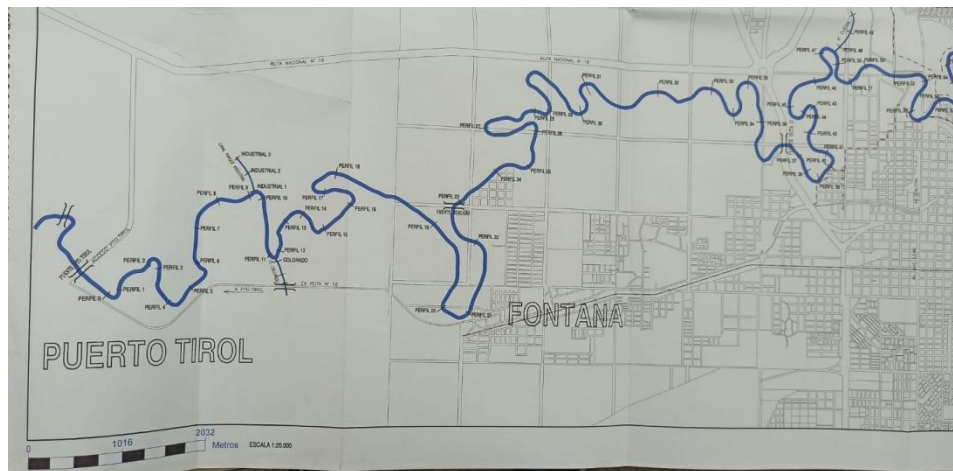
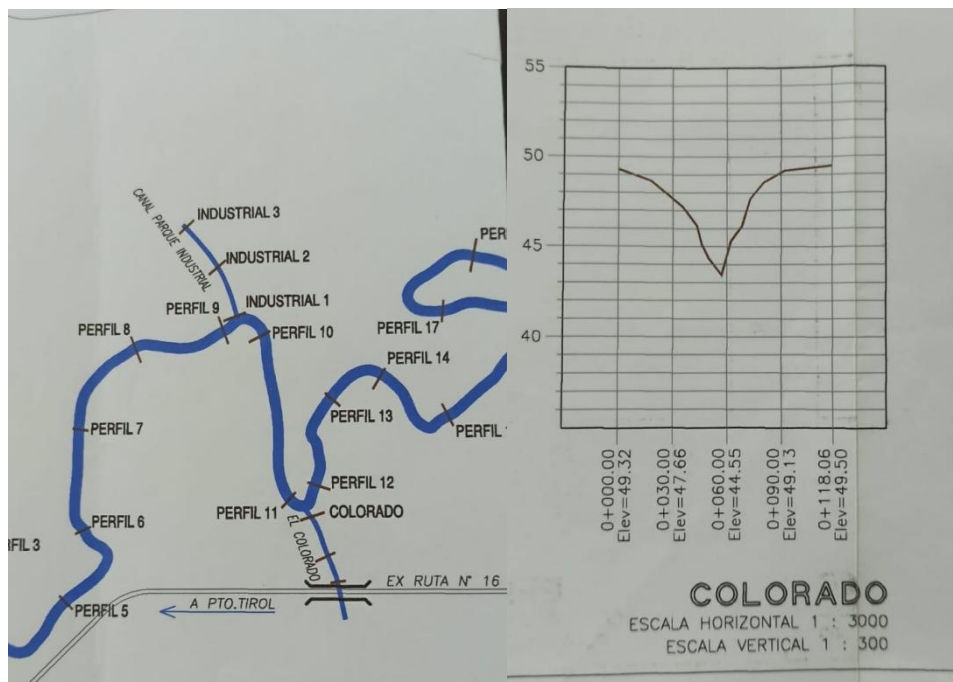


Figura 16. Esquema general de batimetrías realizadas.
Fuente: Zonificación de Riesgo Hídrico AMGR.



Figuras 17. Ubicación y perfil topográfico de la sección de interés.
Fuente: Zonificación de Riesgo Hídrico AMGR.

COLORADO.csv COLORADO

Numero	Este	Norte	Z IGM	Codigo
2995	5592273.32	6970988.29	49.32	TN
2996	5592243.28	6971021.96	45.16	TN
2997	5592263.91	6971003.39	48.67	TN
2998	5592245.61	6971020.83	46.15	PA
2999	5592249.85	6971014.14	47.20	TN
3000	5592217.98	6971029.98	47.67	TN
3001	5592199.76	6971034.58	49.24	TN
3001	5592210.63	6971030.37	48.59	TN
3001	5592174.26	6971040.24	49.50	TN
3002	5592228.65	6971028.47	45.33	TN
3003	5592240.07	6971023.98	44.35	TN
3003	5592233.71	6971027.24	43.43	TN
3004	5592222.60	6971029.18	46.15	PA

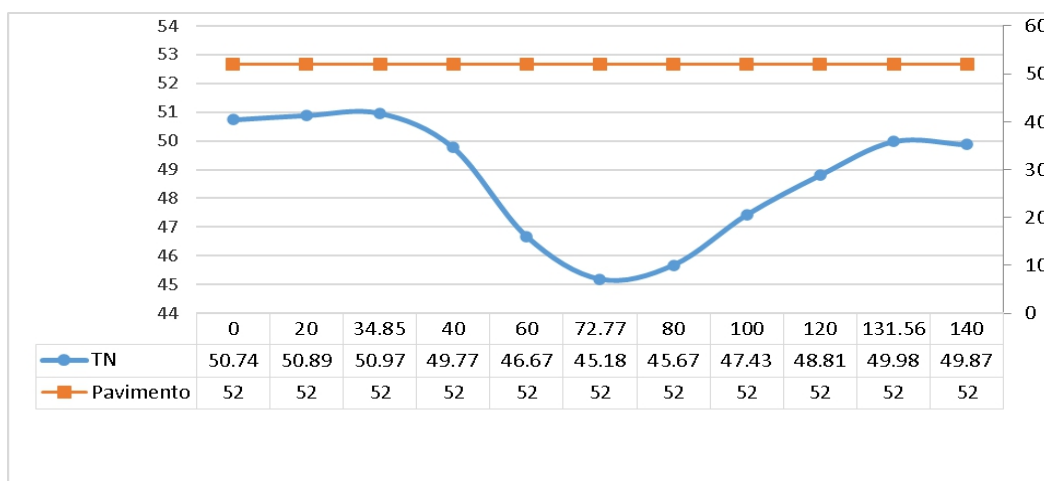
Figura 18. Tabla de datos de la sección de interés.

Fuente: Zonificación de Riesgo Hídrico AMGR.

3.7.HOMOGENEIDAD DE LA INFORMACION.

Como ambos trabajos fueron realizados por distintos organismos que a su vez cuentan con distintas metodologías de presentación de la información, se procede a homogeneizar los valores obtenidos para trabajar más cómodamente.

Para ello se procede a pasar los datos a formato excel ya que permite extrapolar rápidamente hacia otros softwares como hec-ras.



Sección 1. Vialidad Provincial.

Figura 19. Tabla de datos y gráfica de la sección de interés 1.

Fuente: Elaboración Propia.

Sección 2. APA

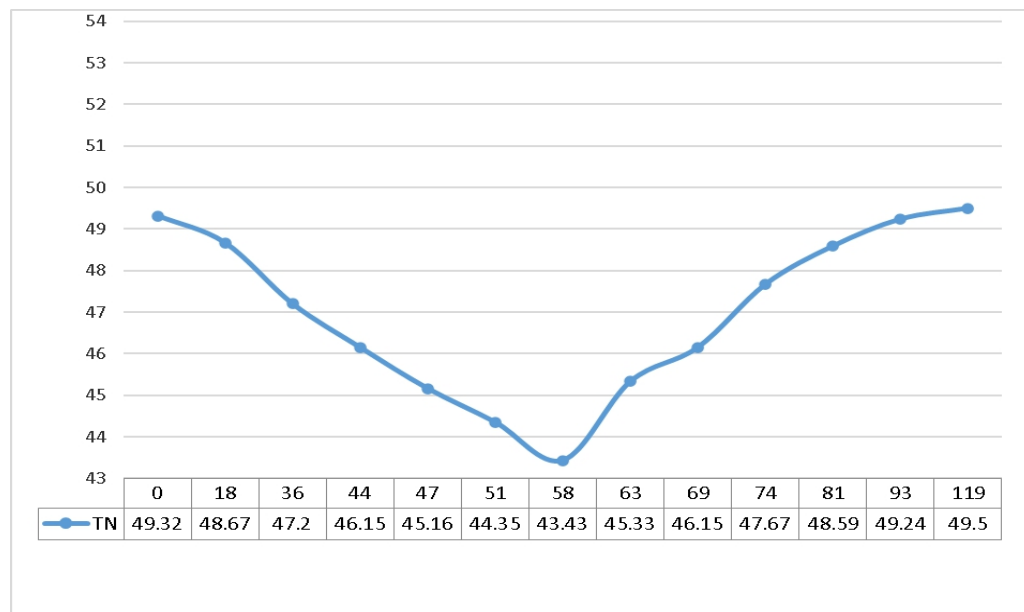


Figura 20. Tabla de datos y gráfica de la sección de interés 2.
Fuente: Elaboración Propia.

CAPÍTULO IV

4. ADECUACIÓN HIDRÁULICA.

4.1. CONSIDERACIONES GENERALES.

El siguiente estudio tiene por objeto adecuar hidráulicamente el terraplén vial a las solicitaciones hidrológicas de los sistemas que atraviesa la misma, traducido en el cálculo de caudales que pueden darse en la sección de interés.

Para ello debemos analizar las características de la zona que afectan al proyecto y que tienen como finalidad determinar la capacidad generadora de escurrimiento de las cuencas de aporte, exponiendo la necesidad de realizar obras de adecuación hidráulica, para nuestro caso, el Puente sobre el arroyo Colorado.

Entre los parámetros para el diseño, tenemos el área de la cuenca, por lo que es necesario determinar su parteaguas, el tiempo de concentración, momento en el cual la misma aporta en su totalidad, depende de sus características fisiográficas, con estos datos y en función de las lluvias máximas que se pueden llegar a presentar en la zona para diferentes tiempos de recurrencia, podemos utilizar el método del Servicio de Conservación de Suelos (SCS), también llamado del “número de curva”.

Este método consta de dos partes. En la primera de ellas se hace una estimación del volumen de escorrentía resultante de una precipitación - escurrimiento directo mientras que en la segunda se determina el tiempo de distribución del escurrimiento, incluyendo el caudal de punta.

Se aplica el método SCS, debido a la falta de aforos en la sección de estudio, ya que gracias a la obtención de ciertos parámetros permite calcular la lluvia neta resultante de una tormenta de una manera muy simplificada. La clave se concentra en el cálculo de CN, el cual refleja la impermeabilidad debido a los usos de suelo presentes en la cuenca.

4.2. CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS EN LA REGIÓN.

El funcionamiento hidrológico regional de los sistemas hídricos de la llanura chaqueña, se caracterizan por la escasa capacidad de conducción de escurrimiento, asociado a cauces pocos definidos, regulados por el sistema geomorfológico que da la dirección dominante y que condiciona su velocidad de propagación hacia las áreas ubicadas aguas abajo.

El escurrimiento está regido por la morfología regional y condicionado por los rasgos climáticos, que, sumados a la baja energía del relieve, determinan el modelo de escurrimiento lento y complejo, de tipo laminar, con escasa capacidad de evacuación en los períodos de precipitaciones ordinarias.

Durante los ciclos de precipitaciones extraordinarias o en períodos húmedos, el área en su mayor parte se convierte en un ambiente con distintos grados de anegabilidad, con una lámina de agua continua o discontinua.

La cuenca inferior del río Negro se compone de cuatro grupos de subcuencas, las que se describen a continuación, desde aguas arriba hacia aguas abajo.

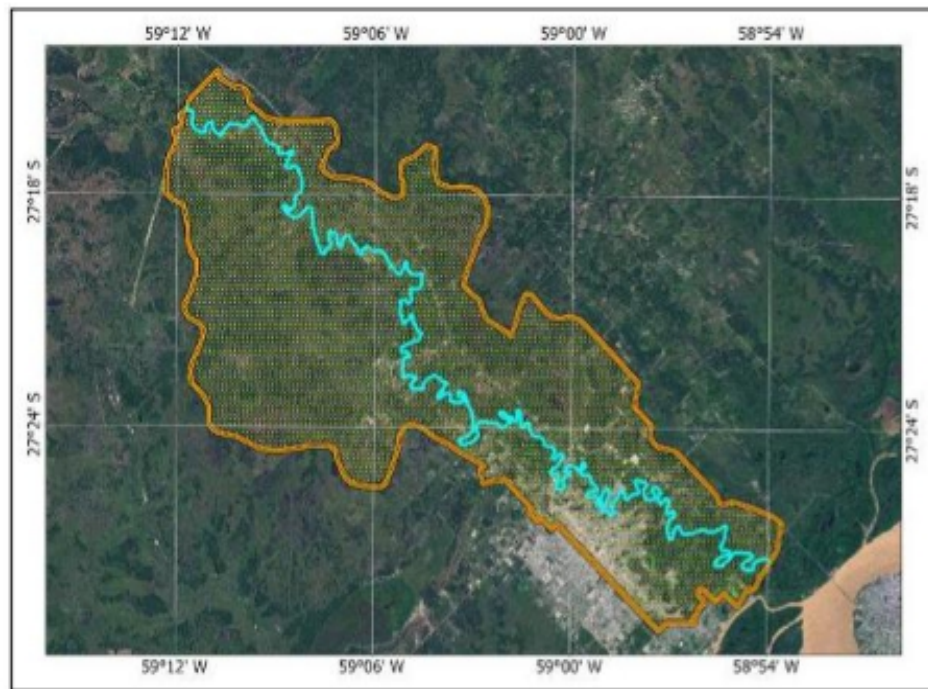


Figura 21. Cuenca Baja río Negro – límites y cauce principal Fuente: Hidroyet Consultores.



Figura 22. Sub - Cuencas Río Negro - límites y cauce principal. Fuente: Hidroyet Consultores.

Cuenca	Sub Cuenca	Nombre	Superficies	
			km²	Ha
Baja Río Negro	Rurales	Laguna Blanca	141.51	14151.23
		Estero Guazú	27.13	2712.76
		Arroyo Colorado	51.37	5136.55
		Ruta 16	8.07	806.79
		Autódromo	19.42	1941.79
	Urbanas Sur	Balasto	5.31	530.98
		Fortini - Oro	4.68	467.76
		San Javier	2.57	257.15
		Avalos	6.21	621.45
		Inmigrantes	0.52	52.14
		Gonzalito	0.43	42.96
		Los Teros	2.12	211.59
		Los Lirios	6.37	636.85
		Rissione	5.54	554.19
		Japonés	1.62	161.95
	Zona Norte	Ojeda Superior	6.71	671.34
		Cava 101 - J. M. Rosas	2.86	286.01
		Ojeda Inferior	1.40	139.92
		Bajo de la Rotonda	0.94	94.24
		Falcón - J. M. Rosas	3.56	356.18
		A.P.A.	3.61	360.70
		Vivero	2.31	230.87
	Recinto	Recinto - Sabin	6.82	681.54
		Recinto - Sarmiento	3.07	306.69
		Recinto - San Martín	24.19	2419.45
Superficie Total:		338.33	33833.08	

Figura 23. Detalle de Superficie de la Cuenca Baja del Río Negro y sus Sub-Cuencas. Fuente: Hidroyet Consultores.

La zona de interés para el estudio de este anteproyecto es la de la Sub-Cuenca Rural: Arroyo Colorado.



Figura 24. Zona de Interés - RP 57. Fuente: Elaboración Propia.

4.3. DELIMITACIÓN DEL ÁREA DE APORTE.

El área de influencia para el anteproyecto analizado se realizó a través de información obtenida de trabajos precedentes sobre la zona, el análisis de imágenes satelitales secuenciales, Google Earth y el reconocimiento de campo.

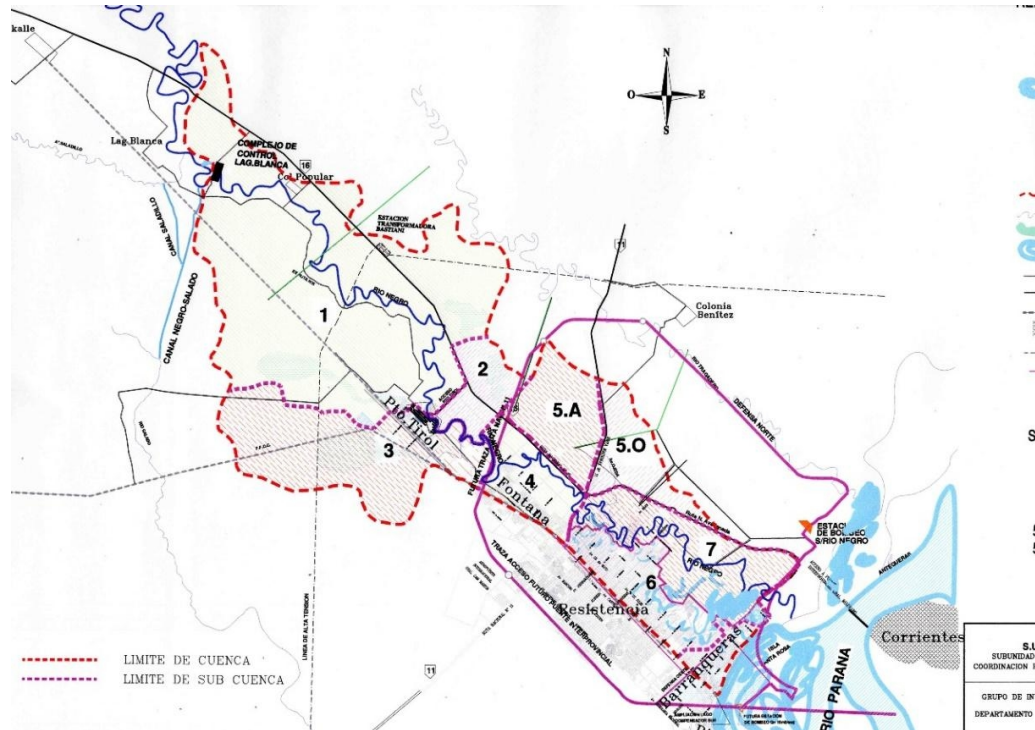


Figura 25. Límites de Sub - Cuencas – Cuenca inferior río Negro Fuente: Plan de manejo pluvial para la cuenca inferior del Rio Negro dentro del AMGR etapa II.



Figura 26. Imagen Satelital Landsat 8, composición RGB 564 – 22 de enero de 2019.
Fuente: elaboración propia.

Debido a las particularidades de las cuencas de llanura y según se puede observar en las imágenes satelitales, se genera almacenamiento de la cuenca, es por ello que para realizar un correcto análisis de la misma se deberían generar curvas de cota-almacenamiento-caudal en las zonas que se observan anegadas, lo cual requiere un trabajo topográfico y de medición de aforos que se escapa del nivel de anteproyecto, ya que se deberían conformar curvas de nivel cada 0,5m como mínimo para poder confeccionar las curvas.

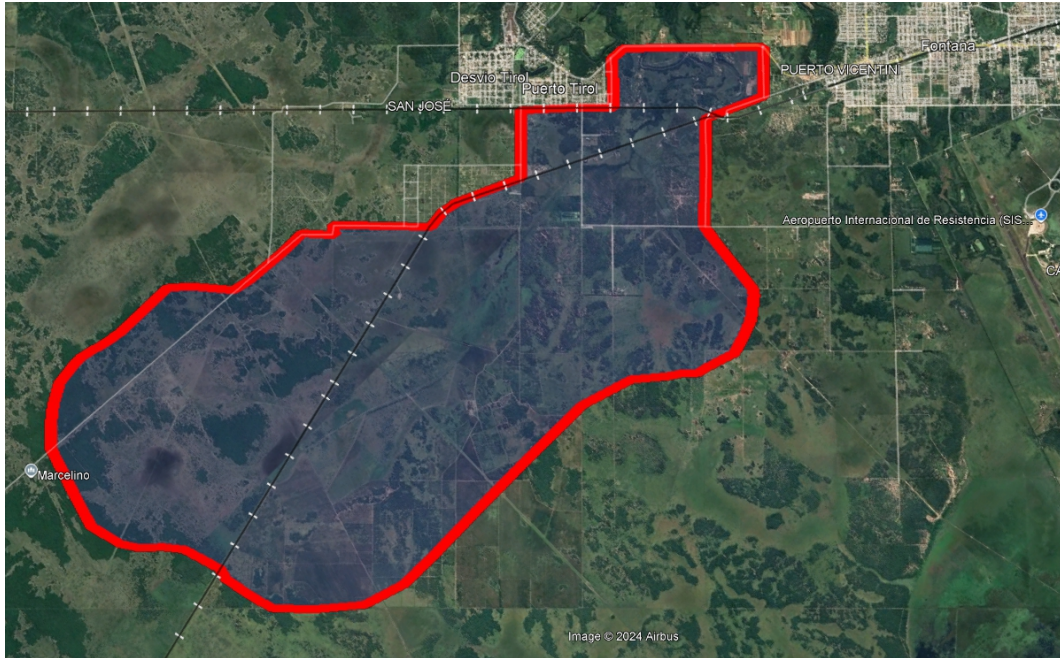


Figura 27. Cuenca de Aporte - Arroyo Colorado. Fuente: Elaboración Propia.

Área de A° Colorado: 52,4 km²

4.4. PARÁMETROS.

Tiempo de Concentración.

Se define como tiempo de concentración al tiempo mínimo necesario para que todos los puntos de la superficie de la cuenca estén contribuyendo simultáneamente al caudal recibido en la descarga.

Para el cálculo se utilizaron dos metodologías, a fin de compararlas y utilizar la que mejor nos represente.

La propuesta por KIRPICH (1940), obtenida en base a siete pequeñas cuencas Rurales del Tennessee con pendientes de entre el 3 y el 10% y áreas como máximo de 0.50 km², y que comprende la siguiente fórmula:

$$T_c = 3,989 * L_{(km)}^{0,77} * S_{(m/m)}^{-0,385} \rightarrow KIRPICH$$

Siendo T_c el tiempo de concentración en minutos, L la longitud asociada al punto de la gota más alejada, es decir, la gota que tenga menor gasto de energía para llegar a la descarga, en km y S el desnivel entre dicho punto y la salida en m/m.

TRABAJO FINAL DE CARRERA: DIMENSIONAMIENTO DE PUENTE DE HORMIGÓN POSTESADO EN RUTA PROVINCIAL N°57 SOBRE ARROYO COLORADO.

Los resultados de esta fórmula, al ser empírica, difieren sensiblemente, por lo que deben manejarse con precaución, de acuerdo a lo descrito anteriormente.

Tenemos a su vez, la ecuación desarrollada por el SCS a partir de información de usos de cuencas de uso agrícola; ha sido adaptada a pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 2000 acres; se ha encontrado que generalmente es buena cuando el área se encuentra completamente pavimentada; para áreas mixtas tiene tendencia a la sobreestimación; se aplican factores de ajuste para corregir efectos de mejoras en canales e impermeabilización de superficies.

$$T_c = \left[\frac{11,9 * L^3_{(millas)}}{H_{(pie)}} \right]^{0,385} \rightarrow SCS$$

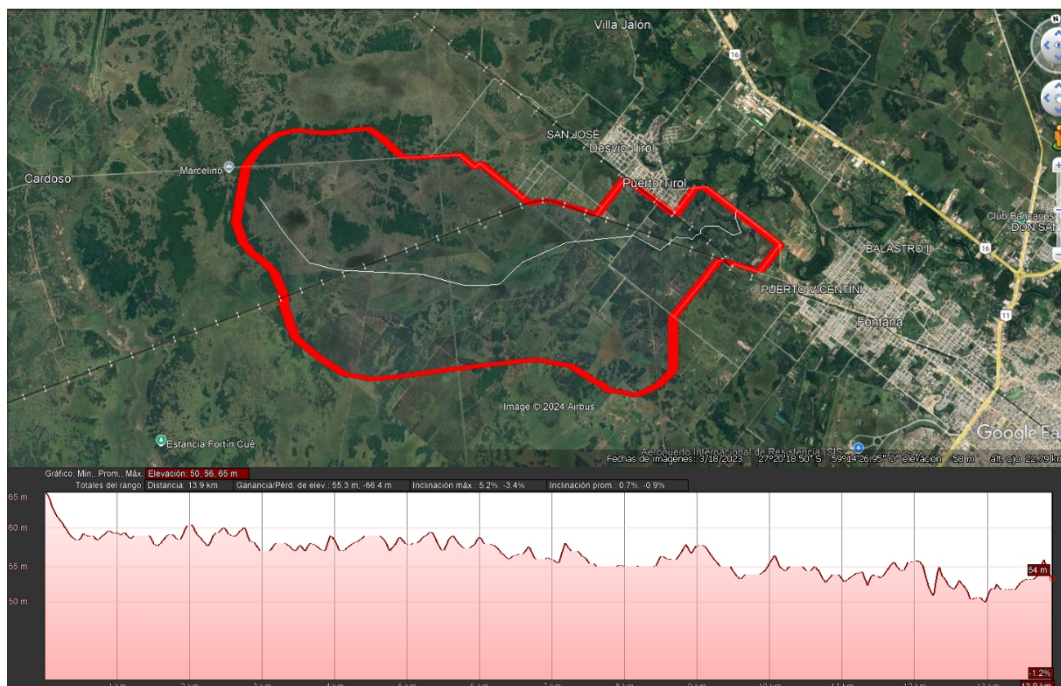


Figura 28. Perfil de elevación del “cauce” – Cuenca Arroyo Colorado. Fuente: Elaboración Propia.

- Siendo $L = 13,9$ km y $S = 0,00079$ m/m, reemplazando en la fórmula tenemos:

Por KIRPICH:

$$T_c = 473 \text{ minutos} = 7,89 \text{ horas.}$$

Por SCS:

$$T_c = 472 \text{ minutos} = 7,87 \text{ horas.}$$

Se adopta entonces como $T_c = 8$ horas.

Tiempo de Duración de Lluvia.

Para la obtención del hietograma de diseño es necesario definir el tiempo de duración de la lluvia. En nuestro caso consideraremos este valor igual al tiempo de concentración de la

TRABAJO FINAL DE CARRERA: DIMENSIONAMIENTO DE PUENTE DE HORMIGÓN POSTESADO EN RUTA PROVINCIAL N°57 SOBRE ARROYO COLORADO.

cuenca “activa”. Llamando así al área que se encuentra aguas abajo de la zona donde se genera el almacenamiento de la cuenca.

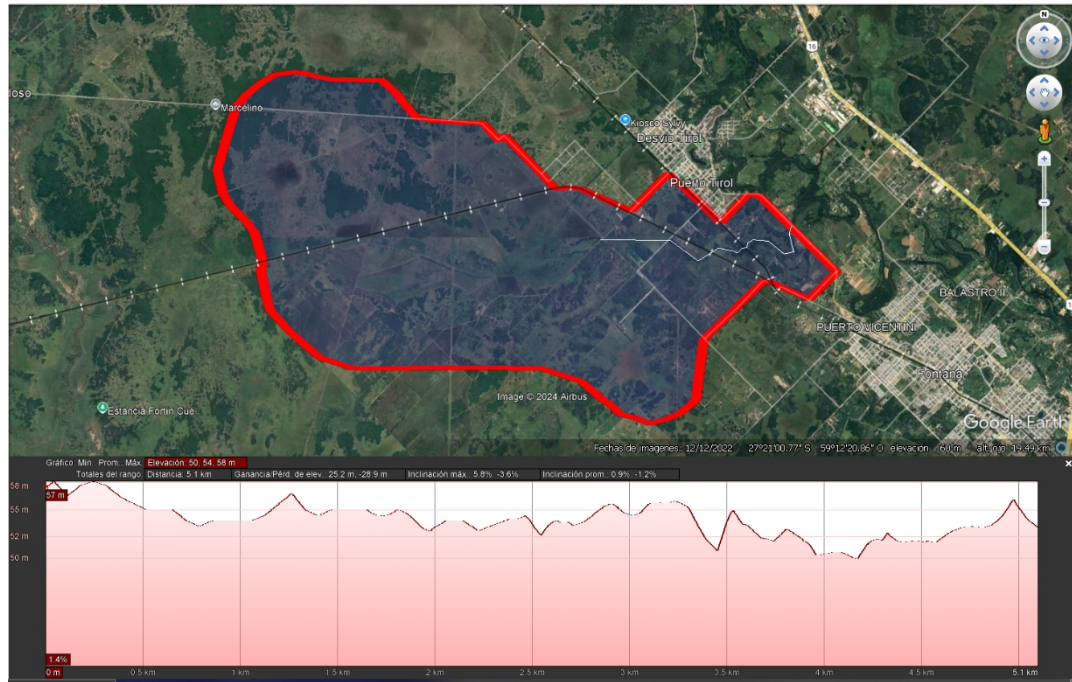


Figura 29. Perfil de elevación del “cauce” – Cuenca “activa” Arroyo Colorado. Fuente: Elaboración Propia.

- Siendo $L = 5,1 \text{ km}$ y $S = 0,00098 \text{ m/m}$, reemplazando en la fórmula tenemos:

Por KIRPICH:

$$T_d = 201 \text{ minutos} = 3,36 \text{ horas.}$$

Por SCS:

$$T_d = 200 \text{ minutos} = 3,35 \text{ horas.}$$

Se adopta entonces como $T_d = 3 \text{ horas}$.

Esto permite determinar que, para la modelación, se deberá trabajar con precipitaciones que tengan esas duraciones como mínimo a fin de determinar el máximo caudal aportante de la cuenca.

4.5. Precipitaciones y Evento de Diseño.

Con el objeto de obtener el aporte a la sección del tramo en estudio y considerando el tiempo de concentración calculado con anterioridad, se procedió a la obtención del evento de diseño a partir del análisis estadístico de las estaciones involucradas y las curvas IDF para el AMGR.

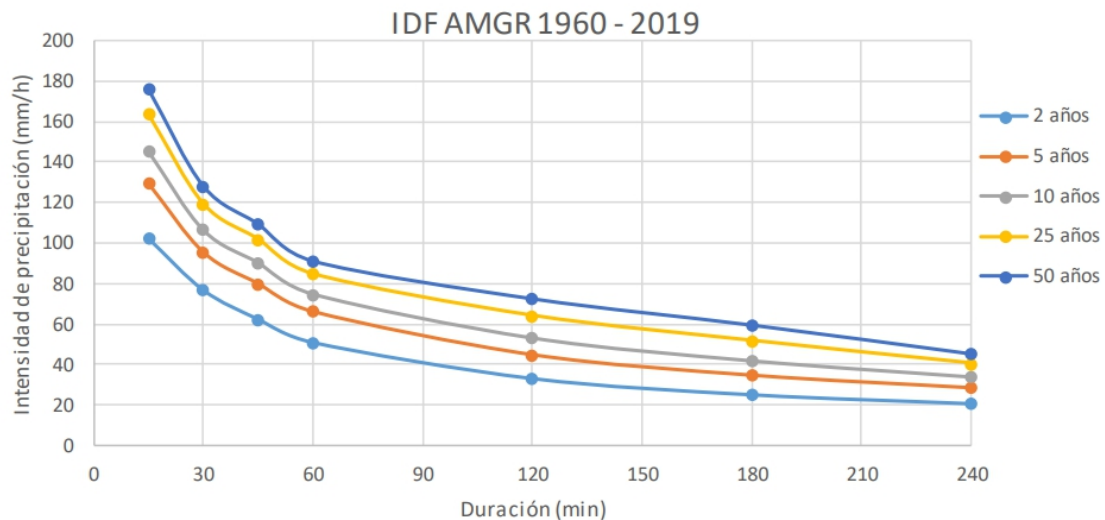


Figura 30. Curvas IDF AMGR.

Fuente: Resolución N° 1334/2021 - Administración Provincial del Agua de la Provincia del Chaco (APA).

4.5.1 Tiempo de Recurrencia.

Frente a la importancia e impacto que tiene una obra civil en la vida de las personas y el bienestar de la sociedad, es necesario evaluar cada una de las partes componentes de la misma, y como los fenómenos sobre los cuales el ser humano no tiene control, pueden llegar a afectar el funcionamiento de la obra y la vida de las personas.

Es necesario definir acorde a la importancia de la obra, un tiempo de recurrencia para los eventos críticos, de manera tal que el diseño de la misma esté preparado para enfrentar crecidas con un gran impacto y que, de no ser tenidas en cuenta, pondrían en riesgo el servicio de la estructura y el bienestar de la sociedad.

Para ello se definió el Tiempo de recurrencia, teniendo en cuenta:

Lo recomendado por la normativa AASHTO en su "Carta Para la Selección del Tiempo de Recurrencia de diseño según la ASSHTO 1979".

PARÁMETRO	CALIFICACIÓN		
	1	2	3
Daño a las propiedades	Bajo	Medio	Alto
Daño al camino	Bajo	Medio	Alto
Pérdidas potenciales de vida	Bajo	Medio	Alto
Altura de terraplén	< 6 m	6 m a 15 m	> 15 m
Costo de construcción	Bajo	Medio	Alto
T.P.D.A.	< 100	100 m a 750 m	> 750 m
Rutas alternativas	Si	Mala calidad	No
Sección de camino inundado	Si	Eventualmente	No
Q. Reg. Mayores que el Q para TR = 50	Ninguno	Uno	Varios
Valor estratégico	No	No	Si
Efecto sobre la economía local	Bajo	Medio	Alto

PROMEDIO PONDERADO DE LA CALIFICACIÓN ⁽¹⁾	RANGO DEL TIEMPO DE RECURRENCIA PARA DISEÑO (años)
1	10 - 25
2	25 - 50
3	50 - 100

Figura 31. Carta para la selección del tiempo de recurrencia de diseño – Fuente: Normativa AASHTO.

En nuestro caso al encontrarnos en un camino de categoría 2, tenemos rangos de recurrencia entre 25-50 años.

Adoptamos TR diseño = 25 años.

4.5.2 Confección del hietograma de diseño.

Una vez obtenida la recurrencia de diseño, se procede a conformar el hietograma. Para ello se aplicó el Método de Bloques Alternos, el cual a partir de las curvas IDF del AMGR y definidos los intervalos del mismo que para nuestro caso se adopta 1 hora, nos permite calcular los máximos precipitados en cada uno de ellos. Para obtener estos valores se procede a desagregar los montos de precipitaciones calculados de las curvas IDF con las intensidades y duraciones que corresponden a 1 hora, 2 horas, 3 horas.

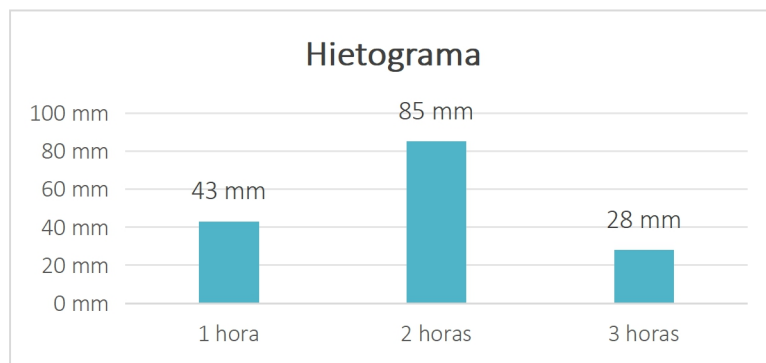
Análisis de intervalos por hora		
	Tr 25 años (mm)	
Tiempo	I (mm/h)	P (mm)
1 hora	85	85
2 horas	64	128
3 horas	52	156

Ahora se procede a desagregar los montos precipitados para obtener los intervalos.

Desagregado de Precipitaciones		
	Tr 25 años (mm)	
3° intervalo	156mm - 128mm=	28 mm
2° intervalo	128mm - 85mm=	43 mm
1° intervalo	-	85 mm

Calculados ahora los montos se procede a agruparlos según la metodología de bloques alternos. Se coloca el intervalo de mayor precipitación en el medio del hietograma y luego se alternan de manera sucesiva los demás valores de mayor a menor empezando por la izquierda.

A continuación, se presenta el gráfico correspondiente al hietograma:



4.6. Análisis de la Impermeabilidad y Curva Número.

Para la determinación de la lluvia efectiva, se utilizó el método del Número de Curva del Servicio de Conservación de Suelos (SCS) de los Estados Unidos. Por lo tanto, fue necesario determinar las características del suelo, su uso y la condición de humedad antecedente al momento de la precipitación.

Dicho número se relaciona directamente con el grado de impermeabilidad que presenta la cuenca y ayuda a la interpretación del escurrimiento, ya que mientras menor sea, menor será el escurrimiento superficial.

Los usos de suelo, permiten definir las características de almacenamiento, infiltración y capacidad de generación de escurrimiento de la cuenca, y se reflejan en valores de “Curva Número” (CN).

Para poder determinar el porcentaje de impermeabilidad se recurrió a las herramientas de Google Earth y Arc - Gis, las cuales permiten trabajar las imágenes obtenidas por los satélites y delimitar áreas de los distintos usos.

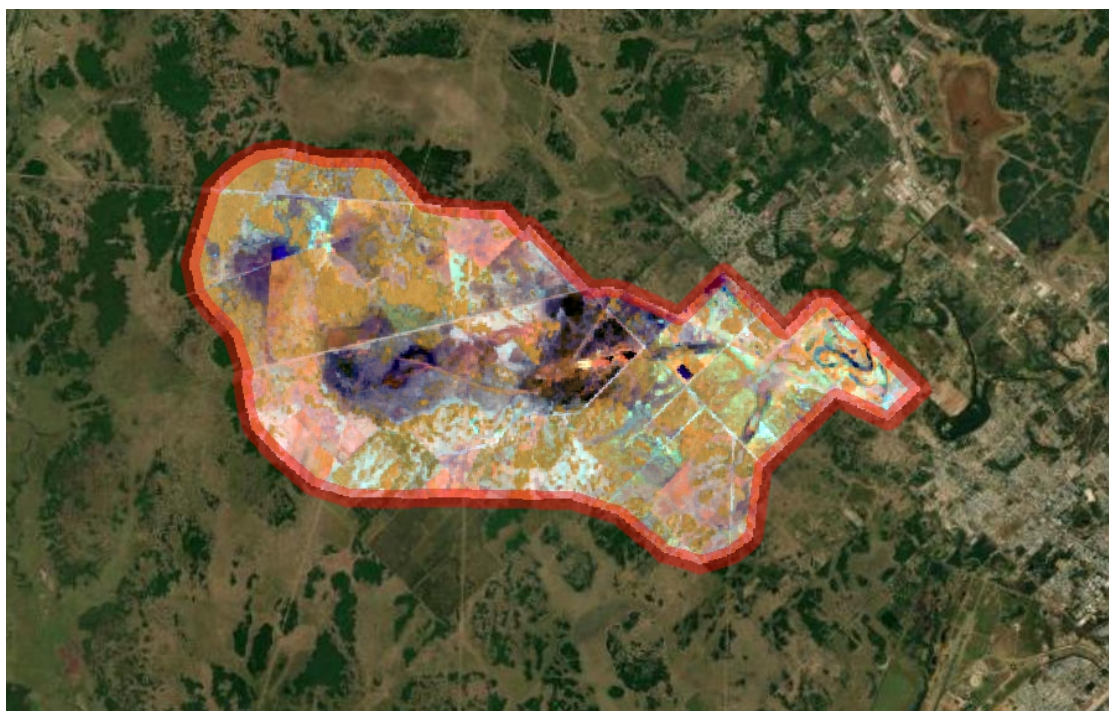


Figura 32. Imagen Satelital Enero 2019. (Fuente: Elaboración Propia).



Figura 33. Delimitación de zonas bajas – Imagen Enero 2019. (Fuente: Elaboración Propia).

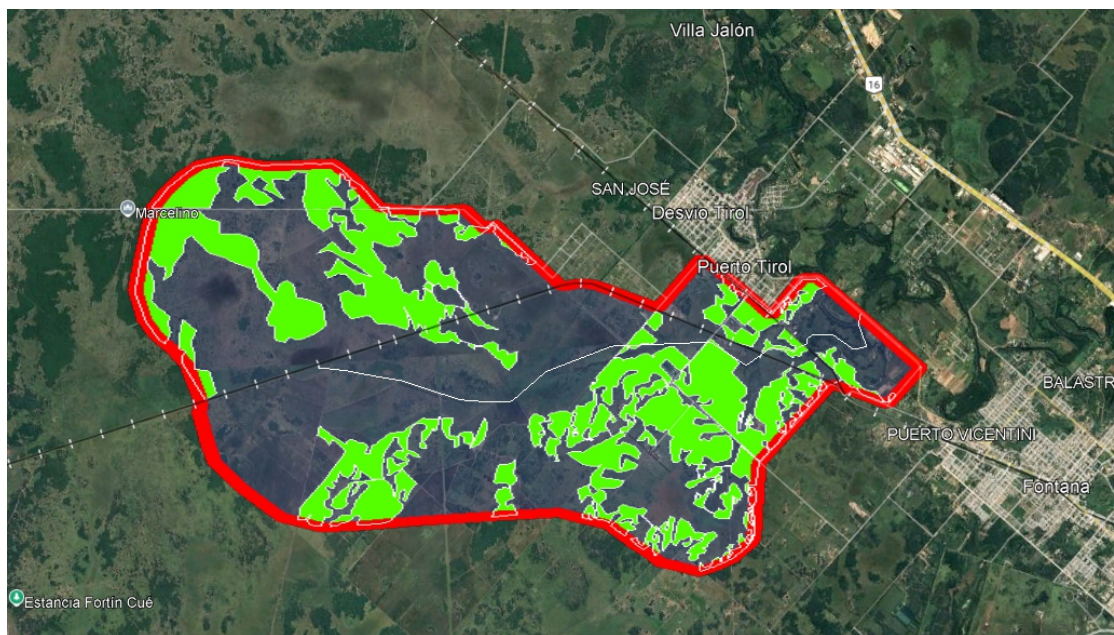


Figura 34. Delimitación de Área de Monte. (Fuente: Elaboración Propia).

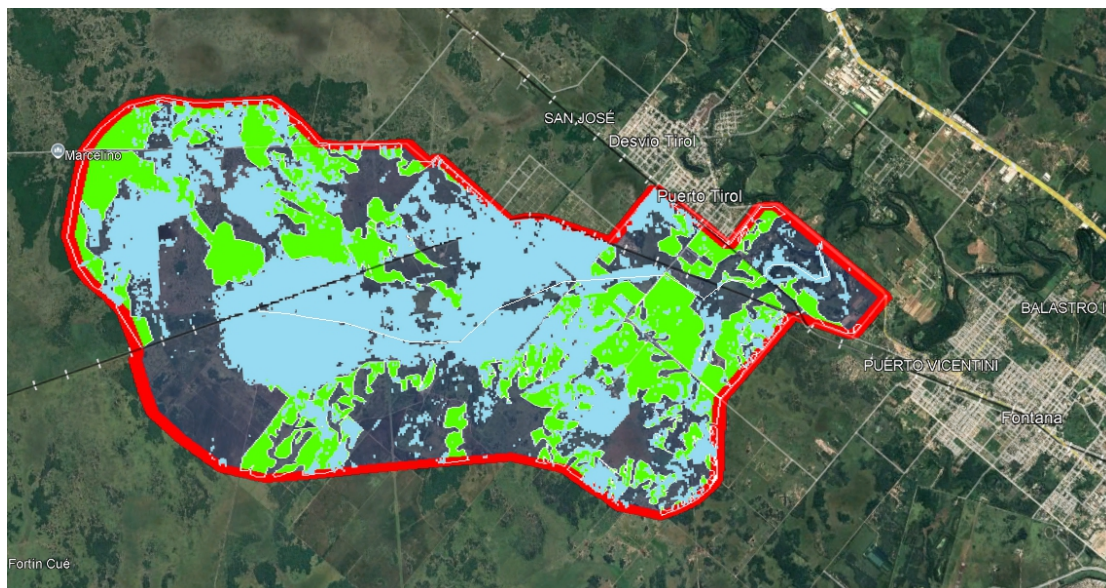


Figura 35. Usos de Suelo – Cuenca A° Colorado, Verde/Monte, Celeste/Bajos. (Fuente: Elaboración Propia).

Se asignaron los valores de CN II indicados en la bibliografía, a cada una de las áreas delimitadas. Para nuestro caso al realizar un diseño hidrológico, debemos considerar la situación de mayor anegamiento por lo que el valor de curva número utilizado será el Clase III, correspondiente al suelo húmedo, que es generador del mayor escurrimiento, y tiene la mínima infiltración de agua en la cuenca.

Los valores en porcentaje de los usos del suelo medidos para cada una de las clasificaciones, y el correspondiente número CN adoptado, se observan en la siguiente planilla.

Sub-Cuenca	Uso:				CN II Ponderado	CN III
	Bajo	Monte	Agrícola	Red Vial		
Arroyo Colorado	23%	38%	37%	2%	38	58
CN II	20	35	50	90		

Figura 36. Porcentajes de Uso de Suelo y CN adoptados. (Fuente: Elaboración Propia).

4.7. Obtención del caudal de diseño.

Para la obtención de los caudales pico se procedió al modelado de las subcuencas de aporte mediante la utilización del software HEC-HMS a partir de los parámetros analizados con anterioridad que son los que nos permiten efectuar las distintas corridas (run).

- **Area: 52,4 km².**
- **CN: 58.**
- **S: 1000/CN – 10 = 7,24 pulg = 183,93mm.**
- **Ia: 0,2 * S = 36,79mm.**
- **Lag Time: 0,7 * TC = 336 minutos.**

A continuación, se muestran las distintas corridas (run).

Se procede a cargar el hietograma obtenido por la metodología de bloques alternos.

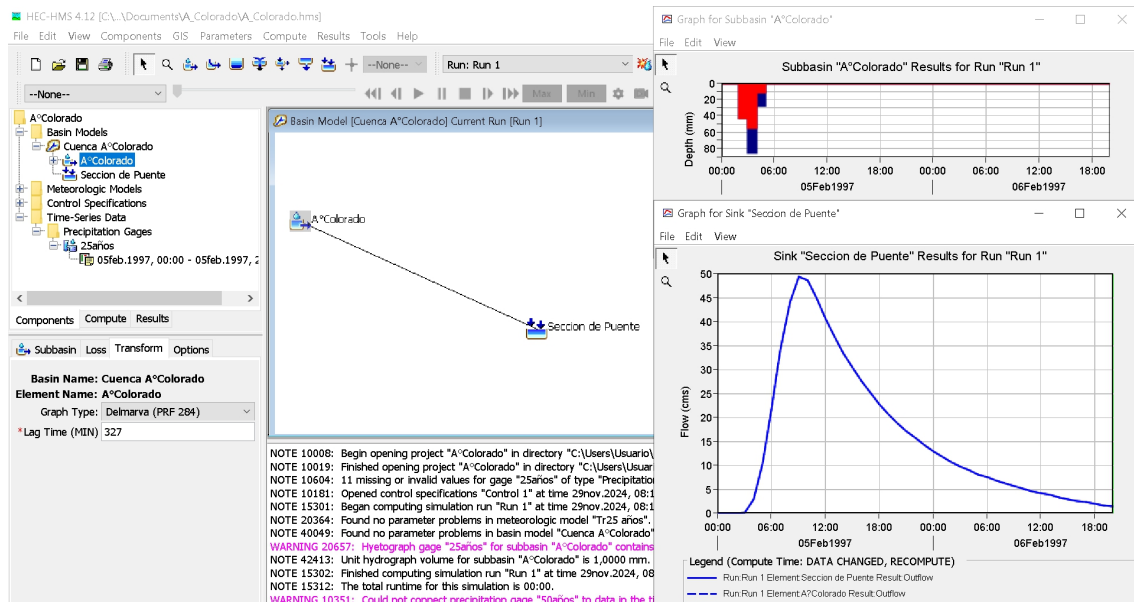


Figura 37. Caudal generado para TR 25 años. (Fuente: Elaboración Propia).

De esta manera, el caudal pico generado será:

Sub-Cuenca de A° Colorado:

Para TR 25 años: 49 m³/s.

4.8. MODELACIÓN HIDRÁULICA DE LA SECCIÓN.

Para determinar cómo pasa el agua por la sección del puente y así poder obtener la altura del pelo de agua que alcanzaría la sección en estudio al circular un valor de caudal de la magnitud determinada por la sección, se procedió a modelar la misma a través del programa HEC-RAS, desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos.

Las secciones modeladas fueron las obtenidas de trabajos antecedentes ya explicado en el capítulo de Estudio Topográfico, del presente informe.

Para poder llevar adelante esta modelación, se determinó un valor de coeficiente de rugosidad del cauce, acorde a la tabla de coeficientes de rugosidad de Manning para diferentes canales. En nuestro caso decidimos adoptar un coeficiente de valor 0,035 porque, para nuestro criterio, es la condición que más se asemeja al río en estudio, condiciones que se pudieron verificar en las visitas e inspecciones realizadas a la sección.



Figura 38. Condiciones del cauce vista aguas arriba desde zona de interés, se considera canal natural con abundante vegetación. (Fuente: Elaboración Propia).

n	Superficie
0.010	Muy lisa, vidrio, plástico, cobre.
0.011	Concreto muy liso
0.013	Madera suave, metal, concreto frotachado (cuando el revoque es efectuado con plancha de madera)
0.017	Canales de tierra en buenas condiciones
0.020	Canales naturales de tierra, libres de vegetación
0.025	Canales naturales con alguna vegetación y piedras esparcidas en el fondo
0.035	Canales naturales con abundante vegetación
0.040	Arroyos de montaña con muchas piedras

Figura 39. Tabla de Coeficientes de Manning. (Fuente: Guía de Estudio, Cátedra de Hidráulica General, Facultad de Ingeniería UNNE).

Luego mediante el programa HEC RAS, se modelaron la sección de control, y la sección aguas abajo. Se evaluó el comportamiento de la sección frente al caudal de diseño y se obtuvo de esta manera: la cota a la que se sitúa la superficie de la lámina de agua, la línea de energía, la pendiente de la línea de energía, entre otros valores.

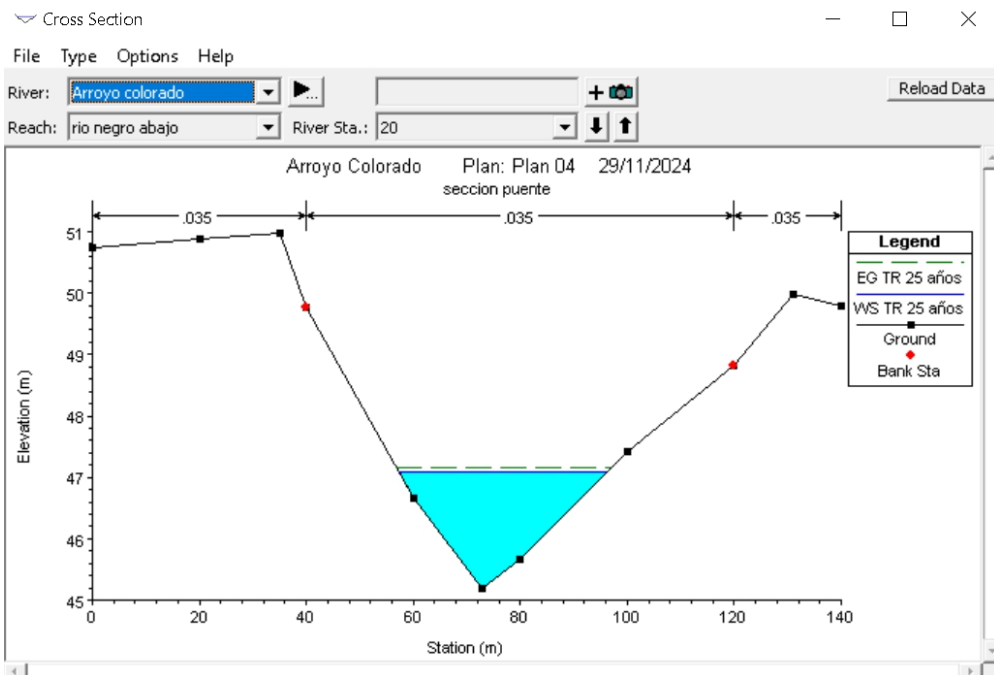


Figura 40. Modelación del TN de la sección en estudio con el programa HEC-RAS para recurrencias de 25 años. – (Fuente: Elaboración Propia).

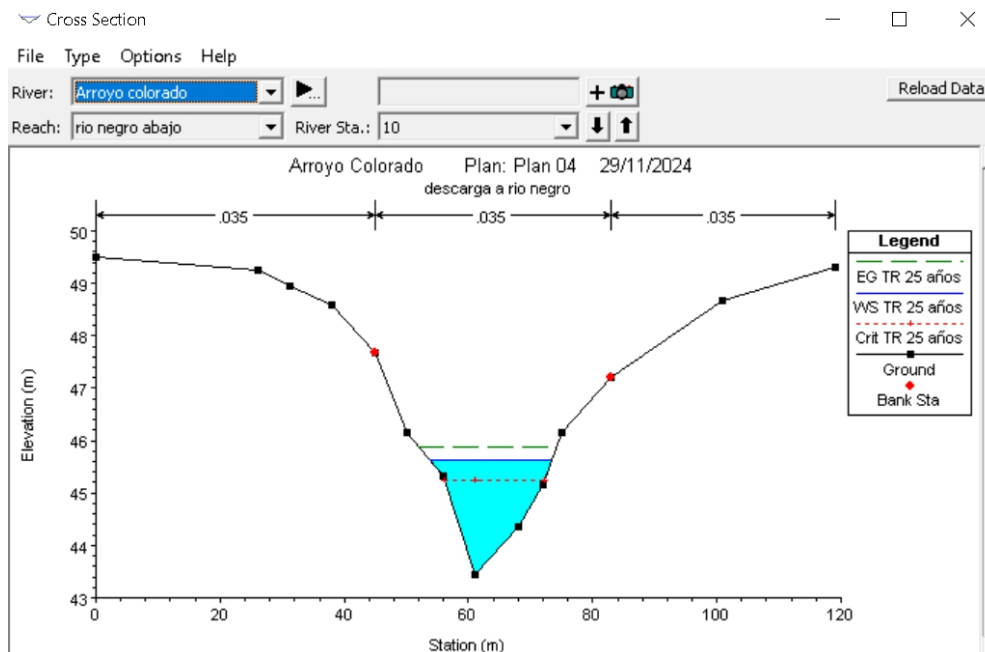


Figura 41. Modelación del TN de la sección aguas abajo a la de estudio con el programa HEC-RAS para recurrencias de 25 años. – (Fuente: Elaboración Propia).

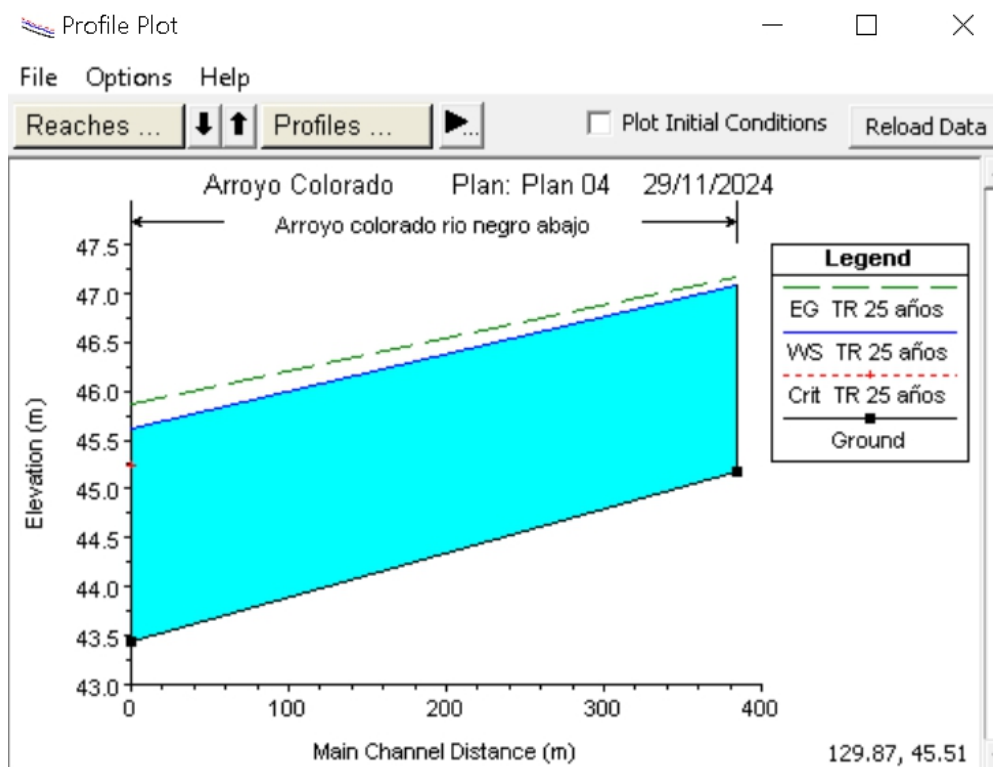


Figura 42. Perfil hidráulico del tramo analizado en condición de escurrimiento libre. – (Fuente: Elaboración Propia).

HEC-RAS Plan: Plan 04 River: Arroyo colorado Reach: rio negro abajo Profile: TR 25 años												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
rio negro abajo	20	TR 25 años	49.00	45.18	47.09		47.17	0.001964	1.26	38.81	38.79	0.40
rio negro abajo	10	TR 25 años	49.00	43.43	45.63	45.24	45.87	0.005005	2.18	22.52	19.58	0.65

Figura 43. Tabla de propiedades de las secciones analizadas con el programa HEC-RAS en condición de escurrimiento libre. – (Fuente: Elaboración Propia).

El nivel de pelo de agua obtenido para las modelaciones realizadas fue considerando una condición de borde en escurrimiento libre, la cual se podría considerar si el río negro se encontrara con bajo nivel, de manera que el arroyo colorado no se ve afectado por la altura del mismo. Para este caso se deberá tener cuidado con las velocidades que se generan en la sección de estudio, ya que superan 1m/s, lo que conlleva a problemas de erosión.

A su vez deberíamos considerar la situación del río negro con un nivel de pelo de agua mayor al normal. Para ello tomaremos información del trabajo “Propuesta de definición de la línea de ribera, vía de evacuación de inundaciones y áreas de riesgo hídrico, para el cauce y valle de inundación del río negro”, donde se modelaron las distintas secciones.

Para adoptar el valor del pelo de agua, de las secciones analizadas en ese trabajo utilizaremos la sección de Puerto Tirol por ser la mas cercana a la de estudio. Además, se obtuvieron caudales con recurrencias de 2, 10 y 100 años, diferentes a la adoptada para el nuestro, por lo que para adoptar el año de diseño, deberemos interpolar entre estos últimos valores.

Tiempo de Recurrencia (años)	Caudal Máximo Anual (m3/seg)
2	23.4
10	65.2
100	118

Figura 44. Valores de caudal máximo anual para la sección Puerto Tirol del Río Negro. – (Fuente: Hidroyet Consultores).

TRABAJO FINAL DE CARRERA: DIMENSIONAMIENTO DE PUENTE DE HORMIGÓN POSTESADO EN RUTA PROVINCIAL N°57 SOBRE ARROYO COLORADO.

Secciones del Río Negro	TIROL Estación: 53796		BERGAÑO Estación: 41499		RUTA 11 Estación: 31255		SAN FERNANDO Estación: 21581		INMIGRANTES Estación: 21255		SARMIENTO Estación: 16480		AV. VELEZ SARFIELD Estación: 13633		SAN MARTÍN Estación: 1587		OBRA DE CONTROL Estación: 170	
	Max WS		Max WS		Max WS		Max WS		Max WS		Max WS		Max WS		Max WS		Max WS	
	H (IGN)	Q (m³/s)	H (IGN)	Q (m³/s)	H (IGN)	Q (m³/s)	H (IGN)	Q (m³/s)	H (IGN)	Q (m³/s)	H (IGN)	Q (m³/s)	H (IGN)	Q (m³/s)	H (IGN)	Q (m³/s)	H (IGN)	Q (m³/s)
Años / Variables																		
1969/1970	48.43	74.26	47.81	80.59	47.54	80.85	47.43	67.44	47.42	67.74	47.39	68.64	47.38	66.59	47.35	70.67	47.35	70.36
1970/1971	48.11	60.15	47.58	63.4	47.37	65.18	47.27	67.09	47.26	67.38	47.23	68.37	47.21	67.38	47.18	70.18	47.17	70.01
1971/1972	48.13	61.2	47.6	64.65	47.38	66.42	47.28	66.66	47.27	66.96	47.24	67.89	47.23	65.67	47.19	70.34	47.18	70.05
1972/1973	48.49	78.21	47.85	84.32	47.57	83.08	47.46	72.99	47.46	73.27	47.43	67.72	47.41	67.31	47.38	70.45	47.38	70.42
1973/1974	48.04	57.33	47.53	60.04	47.33	61.75	47.23	65.8	47.22	65.72	47.19	65.97	47.18	66.15	47.14	70.22	47.13	69.94
1974/1975	48.91	99.01	48.18	109.69	47.82	105.94	47.71	72.25	47.71	72.54	47.69	67.92	47.68	67.59	47.65	70.98	47.65	70.95
1975/1976	47.94	53.43	47.46	54.93	47.28	56.47	47.19	60.96	47.19	61.05	47.15	61.75	47.14	62.59	47.11	60.86	47.1	59.92
1976/1977	47.89	51.33	47.44	52.54	47.27	53.86	47.19	58.98	47.18	59.05	47.15	59.89	47.14	59.93	47.11	60.56	47.1	59.91
1977/1978	48.01	56.27	47.51	59.01	47.31	61.23	47.22	65.64	47.21	65.46	47.18	65.08	47.16	64.87	47.13	69.96	47.12	69.91
1978/1979	48.17	63.3	47.63	64.83	47.42	67.03	47.29	68.47	47.29	67.9	47.26	67.17	47.24	66.12	47.21	70.33	47.2	70.08
1979/1980	48.21	64.37	47.66	69.08	47.43	70.43	47.31	68.58	47.31	67.38	47.27	67.28	47.26	66.24	47.23	70.37	47.22	70.12
1980/1981	47.97	54.59	47.48	56.88	47.29	58.99	47.2	63.63	47.19	63.62	47.16	64.52	47.15	64.54	47.11	69.93	47.1	69.88
1981/1982	48.84	95.05	48.13	105.89	47.77	104.85	47.65	65.98	47.65	66.28	47.63	67.28	47.62	66.57	47.59	71.02	47.59	70.83
1982/1983	49.09	108.9	48.32	120.81	47.92	122.24	47.79	67.4	47.79	67.7	47.77	68.64	47.76	66.82	47.74	71.3	47.73	71.12
1983/1984	47.93	52.74	47.45	54.6	47.27	56.26	47.19	59.65	47.18	60.59	47.15	61.52	47.14	61.82	47.11	60.68	47.1	59.92
1984/1985	48.78	91.94	48.09	101.26	47.77	98.02	47.66	74.15	47.65	68.04	47.63	67.85	47.62	67.59	47.59	70.85	47.59	70.83
1985/1986	49.05	107.11	48.3	118.9	47.9	118.65	47.78	66.2	47.77	66.5	47.75	67.5	47.75	66.82	47.72	71.15	47.72	71.09
1986/1987	48.13	60.96	47.6	64.72	47.38	57.82	47.28	68.49	47.27	68.57	47.24	69.66	47.22	68.99	47.19	70.06	47.18	70.03
1987/1988	48.02	56.6	47.52	59.45	47.32	61.63	47.22	65.75	47.21	65.51	47.18	65.38	47.16	65.12	47.13	70.04	47.12	69.92
1988/1989	48.38	73.11	47.78	77.64	47.53	75.68	47.42	73.89	47.41	74.11	47.38	67.8	47.37	67.12	47.33	70.34	47.33	70.32
1989/1990	48.66	85.69	47.99	94.42	47.67	94.22	47.56	67.04	47.56	67.34	47.53	68.27	47.52	66.4	47.49	70.88	47.49	70.63
1990/1991	48.98	103	48.25	114.49	47.86	116.64	47.73	65.71	47.73	66.01	47.71	66.86	47.7	67.09	47.68	71.19	47.67	71
1991/1992	48.63	84.83	47.97	91.7	47.67	90.58	47.56	73.4	47.56	73.69	47.53	67.62	47.52	67.31	47.5	70.68	47.49	70.64
1992/1993	49.91	163.48	48.99	186.07	48.42	179.94	48.26	67.95	48.26	68.07	48.24	68.64	48.24	68.62	48.22	72.18	48.22	72.17
1993/1994	48.71	88.37	48.02	97.35	47.69	95.26	47.59	72.55	47.58	72.84	47.55	67.85	47.54	67.51	47.52	70.7	47.51	70.68
1994/1995	49.49	133.35	48.64	151.85	48.16	146.35	48.03	67.26	48.02	67.41	48.01	68.18	48	68.17	47.98	71.61	47.98	71.61
1995/1996	48.51	79.41	47.87	85.23	47.58	85.03	47.47	67.53	47.47	67.82	47.44	68.71	47.43	65.88	47.4	70.68	47.39	70.45
1996/1997	49.5	133.81	48.65	150.91	48.16	149.1	48.01	67.1	48	67.39	47.99	68.29	47.98	66.89	47.96	71.69	47.96	71.57
1997/1998	48.53	78.66	47.9	85.76	47.62	84.94	47.51	69.75	47.51	70.05	47.48	69.6	47.47	67.45	47.44	70.57	47.43	70.52
1998/1999	48.14	61.57	47.61	65.52	47.39	66.93	47.28	66.97	47.28	67.17	47.24	68.1	47.23	67.17	47.19	70.41	47.19	70.05
1999/2000	48.1	59.95	47.57	63.61	47.35	64.79	47.25	67.69	47.24	67.31	47.21	68.25	47.19	66.89	47.16	70.02	47.15	69.97
2000/2001	48.16	62.59	47.61	66.51	47.4	61.3	47.29	72.95	47.28	73.05	47.24	68.12	47.23	66.76	47.19	70.38	47.18	70.04
2001/2002	48.65	85.92	47.98	93.68	47.67	91.03	47.56	75.17	47.55	75.36	47.53	68.16	47.52	67.54	47.49	70.65	47.48	70.63
2002/2003	48.14	61.78	47.6	65.52	47.39	63.52	47.28	75.15	47.27	75.29	47.23	67.14	47.22	66.04	47.18	70.19	47.18	70.03
2003/2004	47.86	49.72	47.41	50.91	47.25	51.81	47.18	56.85	47.17	56.89	47.14	57.87	47.13	57.57	47.1	59.95	47.1	59.89
2004/2005	48.04	57.22	47.53	60.13	47.32	61.95	47.22	65.96	47.22	65.71	47.18	65.97	47.17	66.06	47.13	70.12	47.13	69.93
2005/2006	47.94	53.15	47.46	55.02	47.28	56.62	47.19	60.82	47.18	60.96	47.15	61.82	47.14	62.93	47.11	60.7	47.1	59.92
2006/2007	48	55.91	47.5	58.42	47.31	60.26	47.21	64.78	47.2	64.93	47.17	65.06	47.16	64.89	47.12	70.04	47.11	69.9
2007/2008	47.96	54.09	47.47	56.24	47.29	58.07	47.19	62.98	47.19	63.05	47.16	64.07	47.14	64.28	47.11	60.79	47.1	59.92
2008/2009	48.07	58.71	47.55	62.11	47.34	63.89	47.24	66.83	47.23	66.49	47.2	66.68	47.18	65.73	47.15	70.21	47.14	69.96
2009/2010	49.38	126.01	48.56	142.62	48.11	138.32	47.97	73.24	47.97	73.74	47.95	68.06	47.94	68.04	47.92	71.49	47.92	71.48
2010/2011	48.13	61.08	47.59	64.7	47.37	66.47	47.27	67.73	47.26	67.8	47.23	68.69	47.21	68.04	47.18	70.09	47.17	70.01
2011/2012	48.47	76.8	47.85	82.68	47.58	79.12	47.47	73.87	47.47	74.06	47.44	67.69	47.42	67.09	47.39	70.48	47.39	70.44

Figura 45. Resultados del Modelo HEC RAS para las diferentes secciones del río Negro. – (Fuente: Hidroyet Consultores).

Se adopta el nivel de pelo de agua del año 1982/1983, igual a 49,09m. Se elige este año, debido a que el caudal modelado es el mayor encontrado en el rango de 65,2m³/s y 118 m³/s asosiados a recurrencias de 10 y 100 años respectivamente.

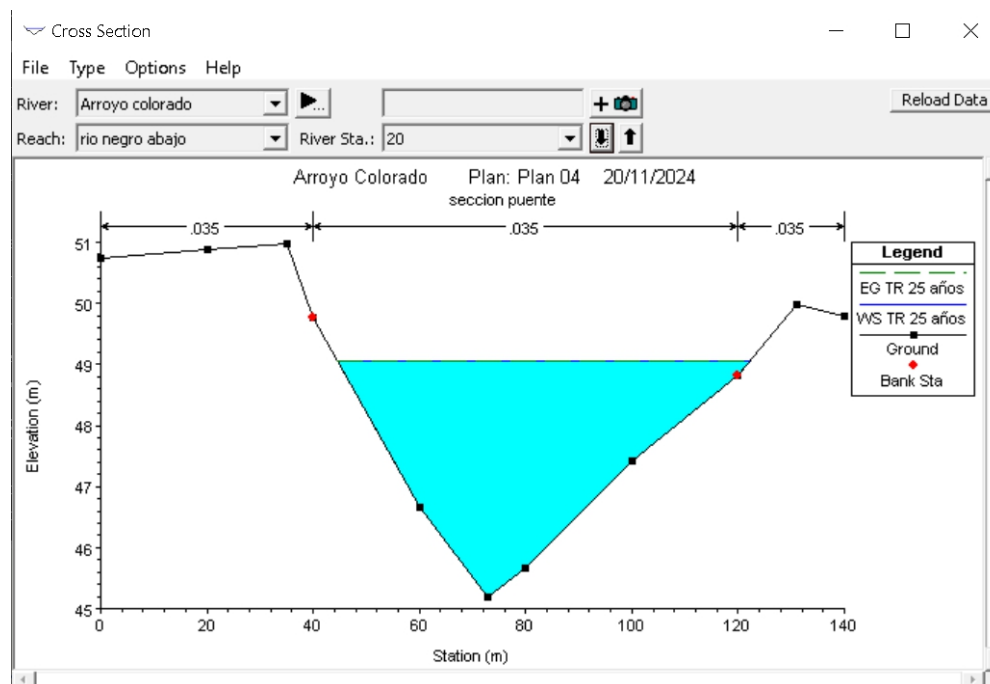


Figura 46. Modelación de la sección en estudio con el programa HEC-RAS considerando 49,09m como nivel aguas abajo. – (Fuente: Elaboración Propia).

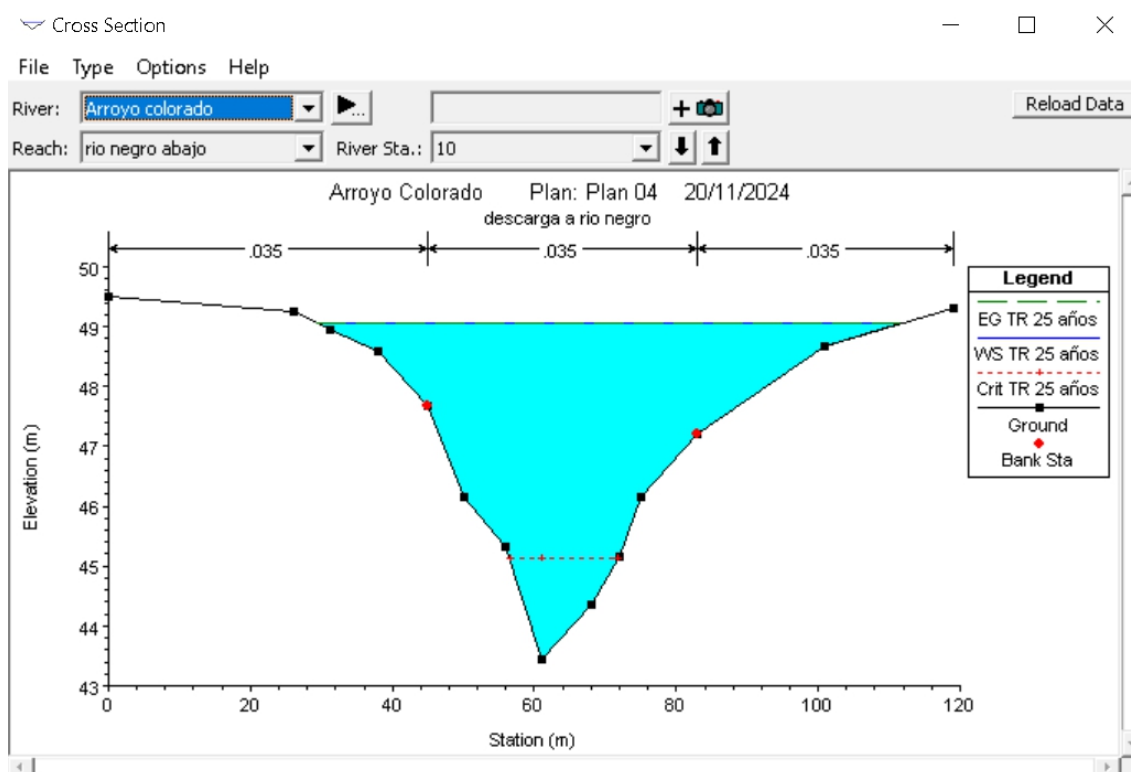


Figura 47. Modelación de la sección aguas abajo con el programa HEC-RAS considerando 49,09m como nivel. – (Fuente: Elaboración Propia).

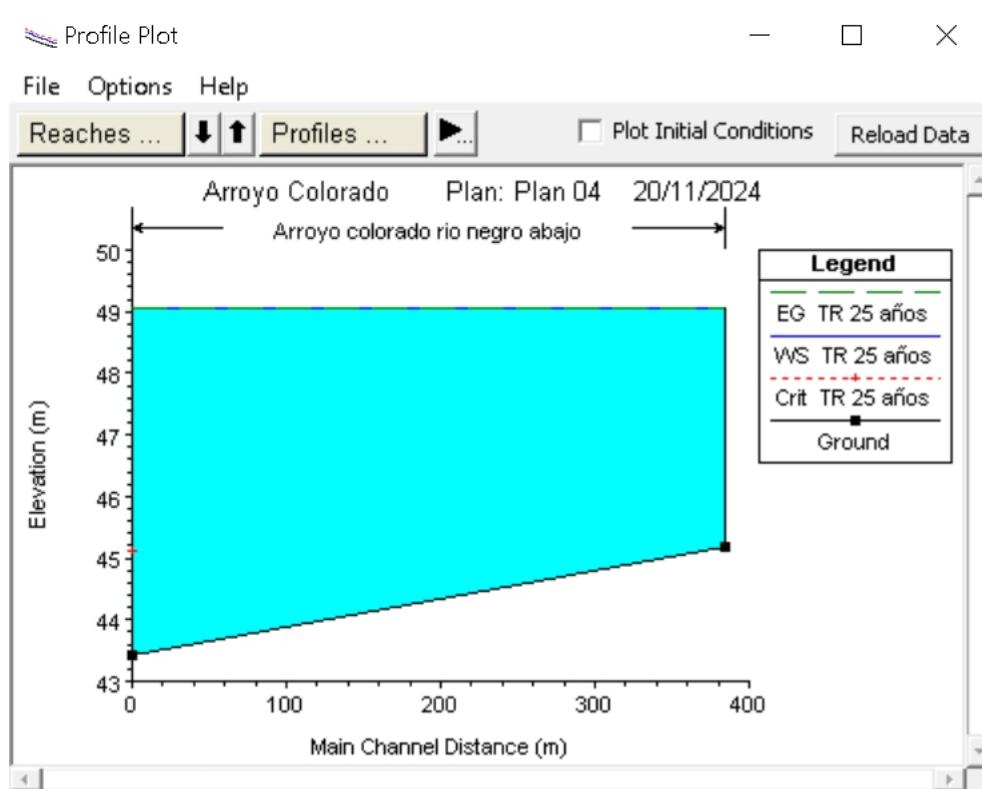


Figura 48. Perfil hidráulico del tramo analizado considerando 49,09m como nivel aguas abajo. – (Fuente: Elaboración Propia).

HEC-RAS Plan: Plan 04 River: Arroyo Colorado Reach: rio negro abajo Profile: TR 25 años												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
rio negro abajo	20	TR 25 años	49.00	45.18	49.10		49.11	0.000045	0.31	157.38	78.45	0.07
rio negro abajo	10	TR 25 años	49.00	43.43	49.09	45.24	49.10	0.000025	0.33	170.16	83.85	0.06

Figura 49. Tabla de propiedades de las secciones analizadas con el programa HEC-RAS considerando 49,09m como nivel aguas abajo. – (Fuente: Elaboración Propia).

De los resultados obtenidos puede observarse, que las dos situaciones analizadas tienen un régimen de escurrimiento subcrítico, ya que el número de Froude el cual relaciona las fuerzas de inercia con las de gravedad permanece menor a 1. Por ende, es correcto realizar el análisis de las secciones a través de la ecuación de Manning. Aun así, existen características diferentes que deben ser contempladas en la adecuación.

Por un lado, en la situación de escurrimiento libre se deberá tener precaución con las velocidades, debido a los problemas de erosión que se generan. Las alturas obtenidas para este caso son menores a la de considerar la cota de pelo de aguas abajo igual a 49,09m. Por lo que para poder asegurar el transito en el puente aun en eventos extraordinarias para el trabajo adoptaremos la altura obtenida para la segunda situación.

De esta manera:

Cota máxima de creciente = 49,11m.

Se deberá considerar una revancha hasta el fondo de la viga de manera que la sección siga funcionando con escurrimiento libre.

CAPÍTULO V

5. DISEÑO ESTRUCTURAL

5.1. INTRODUCCIÓN.

Partiendo del perfil topográfico del cauce en la zona de estudio y de analizar la sección hidráulica, se está en condiciones de plantear el diseño estructural de la superestructura del puente. Se estudian las mejores alternativas desde el punto de vista funcional, estético y económico de la superestructura.

5.2. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS.

5.2.1. Longitud mínima del puente.

Según los estudios topográficos e hidrológicos realizados en este trabajo, con un vano de 30m en la zona del canal de estiaje del Arroyo Colorado, el puente funciona adecuadamente desde el punto de vista hidráulico. Con esta longitud, teniendo en cuenta la cota de calzada de proyecto y la cota de terreno natural se tienen una diferencia de nivel de 4,95m a la izquierda y 5,60m a la derecha, tal como se observa en la figura.

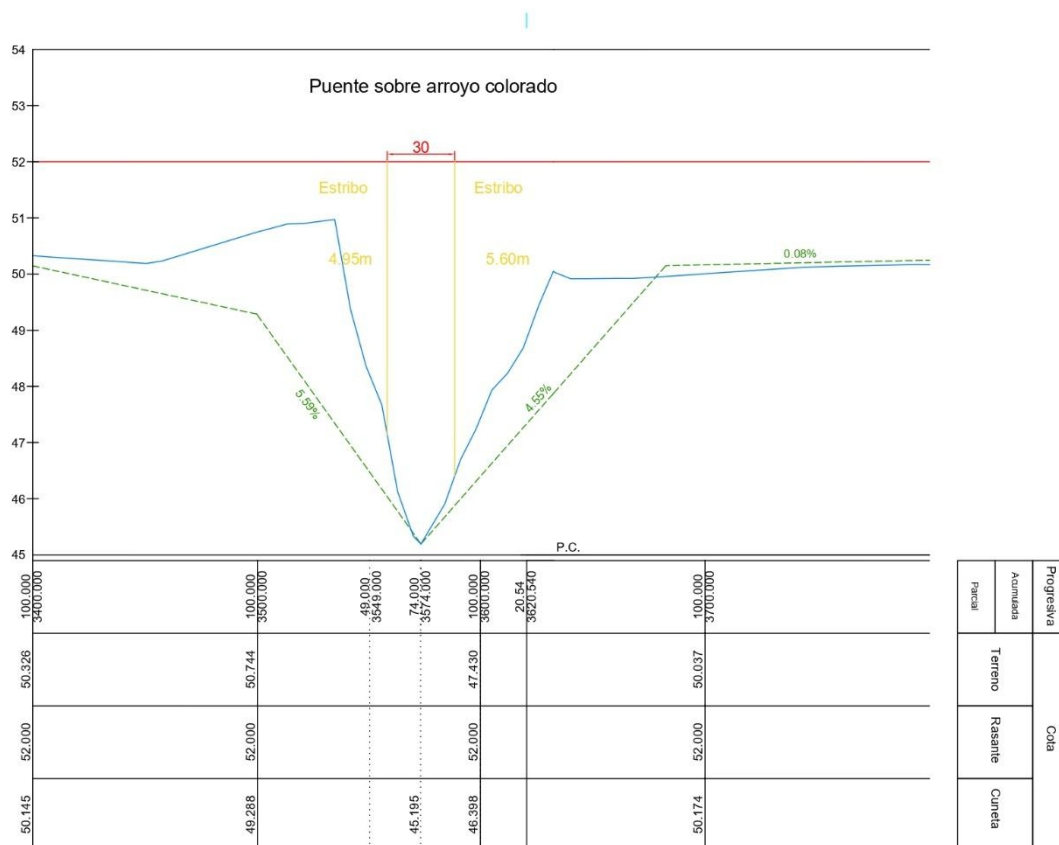


Figura 50. Alternativa 1 de diseño longitudinal (escala vertical exagerada).

Fuente: Elaboración propia.

5.2.2. Ancho del Puente.

Para el diseño transversal del puente se tuvieron en cuenta las recomendaciones y especificaciones de la DNV, encargada del anteproyecto en el que se incluirá el dimensionado de este puente.

Siguiendo sus indicaciones, se diseña un puente con los siguientes elementos:

- Dos carriles principales (una por sentido) de 3,75m cada uno.
- Dos banquetas (una por sentido) de 2m cada uno.
- Dos veredas peatonales (una por sentido) de 1,15m cada una. Respecto a los anchos requeridos para los elementos, sus exigencias se establecen en las Normas de diseño geométrico de caminos rurales – DNV.

Para el ancho de calzada se siguieron las siguientes disposiciones:

RESUMEN DE CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO GEOMÉTRICO
DE CAMINOS RURALES

CAMINOS		CARACTERÍSTICAS BÁSICAS			SECCIÓN TRANSVERSAL														
TIPOS	CATEGORÍA	CONTROL DE ACCESO	NÚMERO DE CARRILES	VELOCIDAD DIRECTRIZ	ANCHO DE CORONAMIENTO								TALUD TERRAPLEN	ZONA DESPEJADA	NIVEL DE PRUEBA DE BARRERA	ANCHO PUENTE ENTRE GUARDARRUEDAS	ZONA CAMINO		
					CALZADA	BANQUINA EXTERNA			MEDIANA									TOTAL	
						C/PAV	S/PAV	TOTAL	BAN. INT. C/PAV	BAN. INT. S/PAV	CANTERO	TOTAL							
				km/h	m	m	m	m	m	m	m	m	m	V/H	⑤	TL	⑥	m	m
AUTOPISTA	ESPECIAL	TOTAL	≥ (2+2)	130	7,3	2,5	0,5	3	1	2	≥ 10	≥ 16	≥ 36,6	≤ 1,4	10	3	11,3 (2)	150	
				120	7,3	2,5	0,5	3	1	2	≥ 10	≥ 16	≥ 36,6	≤ 1,4	10	3	11,3 (2)		
				110	7,3	2,5	0,5	3	1	2	≥ 10	≥ 16	≥ 36,6	≤ 1,4	10	3	11,3 (2)		
AUTOVÍA	I	TOTAL O PARCIAL	2+2	120	7,3	2,5	0,5	3	1	2	≥ 5	≥ 11	≥ 31,6	≤ 1,4	10	3	11,3 (2)	120	
				110	7,3	2,5	0,5	3	1	2	≥ 5	≥ 11	≥ 31,6	≤ 1,4	10	3	11,3 (2)		
				80	7,3	2,5	0,5	3	1	2	≥ 5	≥ 11	≥ 31,6	≤ 1,4	10	3	11,3 (2)		
CARRETERA	II	PARCIAL	2	120	7,3	1	2	3					13,3	≤ 1,4	10	3	13,3	100	
				100	7,3	1	2	3					13,3	≤ 1,4	9	3	13,3		
				70	6,7	1	1	2					10,7	≤ 1,4	5	2	10,7		
				50	6,7	0,5	1,5	2					10,7	≤ 1,4	3	2	10,7		

Figura 51: Características de diseño de autovía.

Fuente: Normas y recomendaciones de diseño geométrico y seguridad vial DNV.

Respecto a anchos de vereda, según AASHTO – “LRFD 2012 Bridge Design Specification” se pueden tener distintos casos, de los cuales, para el presente análisis, se considerará vereda peatonal:

Tipo	Ancho	Baranda
Vereda peatonal	Mínimo 0,75m	Baja velocidad: baranda combinada metálica y de hormigón, con cordón barrera.
		Alta velocidad: baranda tipo new jersey de hormigón para tráfico vehicular y peatonal, y baranda peatonal metálica.
Vereda de mantenimiento	Mínimo 0,60m; Máximo 1,20m	Barreras o barandas vehiculares.

Figura 52: Anchos de vereda. – Fuente: LRFD 2012 BRIDGE DESIGN SPECIFICATION AASHTO.

Adoptamos baranda flex-beam, con especificaciones adjuntas más adelante.

5.3. DISEÑO ADOPTADO.

Los planos del diseño se adjuntan en el capítulo ANEXOS. El nivel actual del puente se encuentra a 51 m. Para poder vincularlo con la traza de la ruta a proyectarse y como conclusión del estudio hidrológico se recomienda aumentar la altura del puente a la nueva cota que será de 52,35 m. El límite inferior de la viga principal está a una cota de 50,25m.

5.4. ASPECTOS A TENER EN CUENTA.

5.4.1. Aspecto económico.

Para esta longitud a salvar el sistema más económico y el que convencionalmente se utiliza es el de puente viga, que está constituido por elementos que trabajan exclusivamente a flexión. Este tipo de estructura está formada por una losa de hormigón armado apoyada en una serie de vigas principales longitudinales. Con luces de hasta 15m las vigas pueden ser de hormigón armado convencional, y con luces iguales o mayores ya debe pensarse en hormigón pretensado. Las mismas descansan en pilas o estribos y son arriostradas mediante vigas secundarias transversales, cuyo fin es que las vigas principales trabajen en forma conjunta y distribuyendo las cargas. En caso de trabajar con vigas prefabricadas de hasta 30m es posible montarlas con grúas comunes, pero para mayores longitudes se necesitan equipos especiales. Por lo tanto, el tipo de puente a utilizar es un puente viga con hormigón postesado, con longitudes de vigas de 30m, siendo posible trabajar con grúas comunes. Al utilizar este tipo de hormigón tenemos menores requisitos específicos ya que en general, el postesado no requiere equipos y técnicas de construcción tan especializados como el pretensado que requiere moldes especiales en obrador, gato hidráulico mayor tiempo y mano de obra especializada o transportar las vigas prefabricadas que para estas luces es engorroso, lo que resulta en costos de construcción más bajos para el sistema de postesado en estos casos, ya que se fabrican dejando vainas y anclaje en vigas principales replanteadas como cualquier armadura no tesa posible con mano de obra no especializada y se subcontrata el tesado a especialistas.

5.4.2. Aspecto técnico.

Utilizaremos métodos de construcción como Prelosa y Pretensado postesado. El pretensado es un método constructivo que introduce, antes de la puesta en servicio de la estructura, esfuerzos de compresión de manera que en este último estado de cargas no aparezcan tensiones de tracción, o bien que las mismas queden reducidas a valores mínimos y bajo control; este método tiene como objetivo evitar la formación de fisuras y por lo tanto optimizar el uso de materiales. En este caso se considera un pretensado Clase T (transición) en el que se limitan las tensiones de tracción a valores admisibles. Para el postesado, primero se hormigona la pieza, dejando canales de deslizamiento o de tesado (denominados vainas) para la colocación posterior de los tensores. La adherencia se produce posterior al pretensado inyectando en las vainas el mortero de cemento. Una vez endurecido el hormigón, se ubican los cables y se los tesa. La transferencia del esfuerzo de tesado al hormigón se logra por acuíñamiento de los anclajes luego de realizado el tesado.

Utilizamos para este anteproyecto Hormigón Postesado por la flexibilidad que nos permite ajustar y adaptar el diseño estructural durante la construcción o incluso después de la construcción inicial en caso de que se presenten cambios en los requerimientos, como así también ejecutar reparaciones y refuerzos a la estructura si así lo necesitase siendo este sistema ideal para reforzar y reparar puentes existentes sin la necesidad de una demolición.

El sistema constructivo utilizado para ejecutar la losa de tablero es el de prelosa que consiste en un elemento prefabricado horizontal compuesto por hormigón armado de un espesor relativamente pequeño y que dispone de unas armaduras reticuladas de sección triangular que tiene por función principal resistir las solicitaciones generadas durante el montaje. Este elemento se utiliza como encofrado perdido de la losa que formará parte una vez completada in situ su armado y hormigonado. La ventaja de trabajar con este tipo de elementos consiste en la practicidad y rapidez del montaje, evitando encofrados, sobre todo en lugares de difícil accesibilidad. Se fabrica generalmente sobre superficies niveladas con moldes metálicos que le dan precisión en sus dimensiones, buena terminación de la superficie exterior, y por ser de pequeño espesor (bajo peso) se pueden montar con grúas comunes.

5.5. DISEÑOS DE LOS ELEMENTOS

5.5.1. Veredas.

Las veredas se diseñan con un ancho de 1,15m, para uso peatonal. Las mismas cuentan con barandas tipo flex-beam del siguiente tipo:

PRODUCTO	LONGITUD	ANCHO / ALMA	ESPESOR	PESO (mínimo)	RECUBRIMIENTO DE ZINC (Mínimo)
Defensas Norma Americana (AASHTO M-180) Tipo I.	Efectiva: 3810 "+ 63.5mm / -12.7 mm"	311.2 mm "+ 6 mm - 2 mm"	2.5 mm ó 3.2 mm "+ μ -0.24 mm"	43.8 Kg	610 g/m2 ambas caras
	Total: 4128 "+ 63.5 mm/-12.7 mm"				

Figura 53: Catálogo flex beam- FUENTE: Corparcero S.A.

5.5.2. Carpeta de rodamiento.

Se diseña una carpeta de material asfáltico para la terminación de la superficie de rodamiento. Para su espesor, se parte de un mínimo igual a 5 cm., ya que no cumple una función estructural. La pendiente adoptada para la calzada es de un 2% y de un 4% para la banquina, necesaria para el desagüe del puente, que se realizará con esta carpeta de rodamiento.

5.5.3. Losa de tablero.

Se diseña la losa de tablero con método de prelosa, por lo que representa un elemento construido en etapas, siendo en primer momento un elemento prefabricado de hormigón armado al que luego se le agrega la capa de hormigón colada in situ para lograr el espesor deseado, convirtiéndose en una sola unidad. Este método aporta numerosas ventajas como ser que no se utilizan encofrados in situ, no hay problemas de desencofrado sobre el lecho del río y las superficies de las losas quedan perfectamente lisas.

5.5.4. Vigas principales.

Las vigas principales serán postesadas con sección I, método que cuenta con múltiples ventajas:

- Se puede emplear la sección completa de hormigón, lo que significa una reducción de la sección típica de la pieza, y se reduce el peso de la estructura. Permiten adoptar mayores luces y estructuras más esbeltas de peso propio menor.
- El postesado mejora la capacidad de servicio, al reducirse considerablemente la fisuración del hormigón, aumentando la durabilidad.
- Las deformaciones se mantienen muy reducidas, ya que las estructuras prácticamente permanecen en Estado I, aún para un pretensado clase T.
- Las estructuras de hormigón postesado pueden soportar excesos de cargas considerables sin sufrir daños permanentes. Las fisuras que se producen por exceso de carga vuelven a cerrarse completamente siempre que las deformaciones en el acero se mantengan por debajo del límite de 0,01 %.
- Es necesaria la utilización de aceros para tesado de calidad superior (Prestressing Steel) a los convencionales para Hormigón Armado (Reinforcing Steel); esto se debe a que los acortamientos del Hormigón por Retracción y Fluencia Lenta implican para los tensores pérdidas de tesado importantes, que son inaceptables para armaduras ordinarias (Según Leonhardt entre 80 MN/m² y 200 MN/m², ya que los acortamientos por estos motivos son comúnmente del orden del 0,4 al 1‰).

Luego de la construcción de la losa de tablero, se convertirá en una sección compuesta y trabajarán conjuntamente, donde la losa colaborará con la resistencia requerida para soportar las cargas en las fibras superiores.

Para cumplir con separaciones menores a 2,5m para el ancho requerido del puente se tiene 6 vigas principales para salvar el vano completo de 30m de luz, **No siendo necesario pilas intermedias.**

5.5.5. Vigas secundarias.

Las vigas secundarias se encargan de arriostrar transversalmente a las vigas principales para que trabajen en conjunto resistiendo las cargas, por lo que tendrán una longitud tal que abarquen a todas ellas. Para estas vigas se adopta una sección rectangular de hormigón armado, construidas in situ. Se adoptan seis vigas transversales por tramo de viga principal.

5.5.6. Losa de aproximación.

La losa de aproximación se encarga de unir y darle continuación a la calzada de la autovía con la calzada del puente. Generalmente no son muy largas ya que su función es solo la de transición entre las estructuras de la carretera. Es una losa de hormigón armado que se construirá in situ.

5.5.7. Dispositivos de apoyo.

Las vigas principales se apoyan sobre los dispositivos de apoyo que se encuentran en las bancadas de vigas principales en los estribos. En cada estribo se contará con un apoyo por viga. Los apoyos son de neopreno armado, es decir, está compuesto por capas de neopreno intercaladas con placas de acero para aportar rigidez al dispositivo. Estos dispositivos se colocan sobre dados de hormigón simple o armado que funcionarán como base y nivelación para el conjunto neopreno-acero.

5.5.8. Estribos.

El diseño de los estribos incluye: pantalla superior, pantalla inferior, bancada de vigas principales, contrafuertes, contrafuertes posteriores y muros de ala. Se diseña un estribo en cada extremo del vano total del puente y funciona como apoyo de la estructura, transmitiendo los esfuerzos de la misma al suelo. La losa de aproximación se apoya sobre la pantalla superior y las vigas principales se apoyan directamente en los contrafuertes. Los estribos se materializan por partes, con cada una de las mismas construidas en hormigón armado in situ. Los estribos trabajan como contención del suelo de relleno y apoyos de toda la estructura en sus extremos, transmitiendo las cargas de la misma a los pilotes y mediante ellos al suelo de apoyo que lo soportará.

Se considerarán con una altura entre 4,95m. y 5,60m. aproximadamente, según el punto del cauce en el que se implanten.

5.5.9. Fundaciones.

El diseño cuenta con cabezal de pilotes debajo de la estructura de estribos y pilotes. La altura de los pilotes se considerará desde la cota de fundación hasta la cota en la que empieza el cabezal de los pilotes. Estarán sometidos, además de la carga de la estructura, a la acción del suelo, y se considerarán con una altura de 14m.

5.5.10. Procesos Constructivos.

Para construir un puente de estas características, se llevan a cabo las distintas tareas en etapas, requiriendo de una organización y planificación estructurada, buscando que la ejecución de los trabajos, la utilización de las maquinarias y materiales, y la administración de la mano de obra resulte lo más eficiente y económica posible.

Se comienza con la contención y desviación del cauce, para posibilitar la excavación de los pilotes que componen las fundaciones. Se construyen pilotes in situ; trabajando con máquinas piloterías, para excavar, armar y hormigonar todos los pilotes antes de seguir con la siguiente etapa. Se deja una porción de armadura de los pilotes para vincularlos directamente con el cabezal de pilotes, por encima del cual se materializa la estructura de los estribos. Una vez endurecido el hormigón de los pilotes, se procede a armar y encofrar la estructura para los cabezales de pilotes en los extremos, para luego hormigonarlas.



Figura 54: Armado de pilas.
Fuente: Cátedra Hormigón Armado II.

En los extremos se comienzan a materializar los estribos, empezando con la pantalla inferior y los contrafuertes por encima del cabezal de pilotes. Siempre se deben alargar las armaduras de los distintos elementos en su parte superior para permitir el anclaje con el siguiente elemento.



Figura 55: Armado de estribos.
Fuente: Cátedra Hormigón Armado II.

Al mismo tiempo que los estribos empiezan a tomar altura, se los rellena con el suelo utilizado para generar más estabilidad y para que sirva de apoyo para las siguientes partes, también permitiendo un trabajo más cómodo. Se hormigonan los cabezales y la pantalla inferior y contrafuertes. Una vez terminada la pantalla inferior, se arma y encofra la bancada de vigas, siguiendo el mismo procedimiento de rellenar el terreno y dejando armadura libre para su siguiente conexión.



Figura 56: Armado de bancada de vigas.

Fuente: Cátedra Hormigón Armado II.

Se hormigonan las bancadas de vigas en los estribos y cuando se endurecen, se colocan los dispositivos de apoyos sobre ellas. Para estos dispositivos, se construyen dados de hormigón cuando se hormigonan los cabezales de las bancadas de vigas, que servirán como base y nivelación, sobre los que se colocarán los apoyos de neopreno armado.



Figura 57: Armado de apoyos.

Fuente: Cátedra Hormigón Armado II.

Los muros de ala se van construyendo a medida que se levanta la estructura de estribos, sirviendo de cerramiento de la misma. Para terminar con los estribos, se arma y encofra la pantalla superior para hormigonar y se termina de rellenar hasta alcanzar el nivel del terreno de la ruta con la que se vinculará el puente. Las vigas principales son prefabricadas, por lo que se deben encargar o realizar in situ a pie de obra con antelación y una vez listas se trasladan al lugar, y, utilizando grúas y plumas, se las colocan en su posición, sobre los dispositivos de apoyo.



Figura 58: Colocación de vigas principales.
Fuente: Cátedra Hormigón Armado II.



Figura 59: Colocación de vigas principales.
Fuente: Cátedra Hormigón Armado II.

Como se mencionó anteriormente, en nuestro caso la losa de tablero estará compuesta por una prelosa y una capa de hormigón in situ, simplificando la tarea para la construcción de la losa, solo encofrando y armando la capa que no es prefabricada sin el peligro del trabajo sobre el lecho del río.



Figura 60: Armado de losa de tablero sin prelosa.

Fuente: Cátedra Hormigón Armado II.

Las prelosas son prefabricadas a medida, y se las coloca apoyadas sobre las vigas principales. Cuando se hormigona se logra la vinculación estructural de todos los elementos mediante las diagonales de las prelosas y las armaduras de conexión del as vigas principales.



Figura 61: Colocación de prelosa.

Fuente: Cátedra Hormigón Armado II.

Luego se arman y se encofran las vigas secundarias entre las vigas principales, en las cuales se deben dejar conductos para el paso de las armaduras de las vigas secundarias para que estas tengan continuidad. Estas son coladas junto con la losa de tablero, logrando así la unión de las vigas principales, vigas secundarias y losa de tablero. También se pueden armar y preparar las defensas New Jersey para hormigonarlas junto con los demás elementos.



Figura 62: Armado de vigas secundarias.
Fuente: Cátedra Hormigón Armado II.



Figura 63: Hormigonado de losa de tablero.
Fuente: Cátedra Hormigón Armado II.

Luego se procede a construir la losa de aproximación, como vinculación entre la losa de tablero y la estructura de pavimento de la ruta. La misma se apoya sobre unas pequeñas vigas que se considerarán como sobreanchos en los extremos de la losa, ubicadas sobre la pantalla superior de los estribos y sobre el terreno natural. Se debe tener presente que el nivel del terreno bajo la losa de aproximación debe ser tal que la carpeta de rodamiento sobre la misma tenga una unión imperceptible con la carpeta que se encuentra sobre la estructura de la carretera. Una vez lista la superficie, se construye la carpeta de rodamiento con una carpeta asfáltica para mejorar la circulación de los vehículos sobre la estructura en la calzada y se materializan las veredas. Por último, se agregan las barandas y se ultiman detalles constructivos.

CAPÍTULO VI

6. DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL

6.1. LOSA DE TABLERO

6.1.1. INTRODUCCIÓN

De acuerdo al diseño estructural adoptado en el capítulo anterior, y los métodos constructivos elegidos, se procede al dimensionamiento del puente, mediante el cálculo de cada uno de sus componentes.

6.1.2. MARCO NORMATIVO

El cálculo de la estructura del puente se realizó teniendo como referencia y siguiendo las pautas establecidas en las siguientes normativas:

BASES PARA EL CÁLCULO DE PUENTES DE H°A° DE VIALIDAD NACIONAL:

CIRSOC 201 – 2005: REGLAMENTO ARGENTINO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

CIRSOC 308 – 2007: REGLAMENTO ARGENTINO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS

6.1.3. MATERIALES

6.1.3.1. Hormigón

Clases de exposición :

En CIRSOC 201 – 2005. TABLA 2.1: Clases de exposición generales que producen corrosión de armaduras, se reconocen distintos tipos de exposición a los que se podrían someter los elementos de hormigón armado durante vida útil. Según esta discriminación, se adoptan para este caso los siguientes tipos de exposición:

LOSAS Y VIGAS: A3.

Tabla 2.1. Clases de exposición generales que producen corrosión de armaduras

1	2	3	4	5	6
EXPOSICIÓN					
Desig.	Clase	Subclase	Tipo de proceso	Descripción del medio ambiente	Ejemplos ilustrativos de estructuras donde se pueden dar las clases de exposición
A 1	No agresiva		Ninguno	<ul style="list-style-type: none"> • Interiores de edificios no sometidos a condensaciones • Elementos exteriores de edificios, revestidos • Hormigón masivo interior • Estructuras en ambientes rurales y climas desérticos, con precipitación media anual < 250 mm. 	<ul style="list-style-type: none"> • Interiores de edificios protegidos de la intemperie • Columnas y vigas exteriores revestidas con materiales cerámicos o materiales que demoran la difusión del CO₂ • Elementos estructurales de hormigón masivo que no están en contacto con el medio ambiente. Parte interior de los mismos.
A 2	Ambiente Normal	Temperatura moderada y fría, sin congelación. Humedad alta y media o con ciclos de mojado y secado	Corrosión por carbonatación	<ul style="list-style-type: none"> • Interiores de edificios expuestos al aire con HR ≥ 65 % o a condensaciones • Exteriores expuestos a lluvias con precipitación media anual < 1.000 mm. • Elementos enterrados en suelos húmedos o sumergidos 	<ul style="list-style-type: none"> • Sótanos no ventilados • Fundaciones • Tableros y pilas de puentes • Elementos de hormigón en cubiertas de edificios • Exteriores de edificios • Interiores de edificios con humedad del aire alta o media
A 3	Clima cálido y húmedo		Corrosión por carbonatación	<ul style="list-style-type: none"> • Exteriores expuestos a lluvias con precipitación media anual ≥ 1.000 mm • Temperatura media mensual durante más de 3 meses al año ≥ 25° C. 	<ul style="list-style-type: none"> • Pavimentos • Losas para estacionamientos

Figura 64: Tipos de exposición – Fuente: CIRSOC 201.

ESTRIBOS Y PILOTES: Q1.

Tabla 2.2. Clases específicas de exposición que pueden producir degradación distinta de la corrosión de armaduras

1	2	3	4	5	6
Desig.	Clase	Subclase	Tipo de proceso	Descripción del medio ambiente	Ejemplos ilustrativos de estructuras donde pueden darse las clases de exposición
C 1	Congelación y deshielo	Sin sales descongelantes	Ataque por congelación y deshielo	Elementos en contacto frecuente con agua, o zonas con humedad relativa ambiente media en invierno superior al 75 %, y que tengan una probabilidad mayor que el 50 % de alcanzar al menos una vez temperaturas por debajo de -5 °C	<ul style="list-style-type: none"> Superficies expuestas a la lluvia o a atmósferas húmedas. Estructuras que contienen agua o la conducen.
C 2		Con sales descongelantes	Ataque por congelación y deshielo y por sales descongelantes	Estructuras destinadas al tráfico de vehículos o peatones en zonas con más de 5 nevadas anuales o con temperatura mínima media en los meses de invierno inferior a 0°C	<ul style="list-style-type: none"> Pistas de aterrizaje, caminos y tableros de puentes. Superficies verticales expuestas a la acción directa del rocío con agua que contiene sales descongelantes. Playas de estacionamiento y cocheras en los edificios.
Q 1	Ambientes con agresividad química	Moderado	Ataque químico	<ul style="list-style-type: none"> Suelos, aguas o ambientes que contienen elementos químicos capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad lenta (Ver Tablas 2.3 y 2.4). 	
Q 2		Fuerte		<ul style="list-style-type: none"> Suelos, aguas o ambientes que contienen elementos químicos capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad media (Ver Tablas 2.3 y 2.4). Exposición al agua de mar 	
Q 3		Muy fuerte		<ul style="list-style-type: none"> Suelos, aguas o ambientes que contienen elementos químicos capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad rápida (Ver Tablas 2.3 y 2.4). 	

Figura 65: Tipos de exposición – Fuente: CIRSOC 201.

Requisitos de durabilidad:

En CIRSOC 201 – 2005. TABLA 2.5: *Requisitos de durabilidad a cumplir por los hormigones, en función del tipo de exposición de la estructura*, se establece la relación agua/cemento máxima y la resistencia especificada a la compresión mínima requerida para los elementos en función del tipo de exposición al que se someterán.

	A 1	A 2	A 3 y M 1	C L y M 2	M 3	C 1 ⁽²⁾	C 2 ⁽²⁾	Q 1	Q 2	Q 3 ⁽³⁾
a) Razón a/c máxima ⁽¹⁾										
Hormigón simple	----	----	----	0,45	0,45	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
Hormigón armado	0,60	0,50	0,50	0,45	0,40	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
Hormigón pretensado	0,60	0,50	0,50	0,45	0,40	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
b) f'c min (MPa)										
Hormigón simple	----	----	----	30	35	30	35	30	35	40
Hormigón armado	20	25	30	35	40	30	35	30	35	40
Hormigón pretensado	25	30	35	40	45	30	35	35	40	45
Penetración de agua o succión capilar según 2.2.11.	no	si	si	si	si	si	si	si	si	si

Figura 66: Relación a/c máxima y f'cmin según exposición – Fuente: CIRSOC 201.

LOSAS Y VIGAS: Al ser exposición A3 se requiere una resistencia especificada a la compresión mínima de 30MPa para elementos de hormigón armado y 35MPa para elementos de hormigón pretensado.

ESTRIBOS Y PILOTES: Se establece una resistencia a la compresión mínima de 30MPa para elementos de hormigón armado y 35MPa para elementos de hormigón pretensado según exposición Q1.

Resistencia de los hormigones.

Según CIRSOC 201 – 2005. TABLA 2.7: Resistencias de los hormigones, se establecen las clases de hormigones a utilizar en base a las resistencias especificadas a la compresión f'_c requeridas para los tipos de exposición.

Clase de hormigón	Resistencia especificada a compresión f'_c (MPa)	A utilizar en hormigones
H – 15	15	simples (sin armar)
H – 20	20	simples y armados
H – 25	25	Simples, armados y pretensados
H – 30	30	
H – 35	35	
H – 40	40	
H – 45	45	
H – 50	50	
H – 60	60	

Figura 67: Clases de hormigón según f'_c – Fuente: CIRSOC 201.

En este caso, al necesitarse f'_c de 30MPa y 35MPa, se deberán utilizar hormigones H-30 y H-35 respectivamente.

6.1.3.2.Acero.

Barras de Acero para hormigón armado:

Para la armadura de las estructuras de hormigón armado y para la armadura pasiva de las estructuras de hormigón pretensado se utiliza acero tipo ADN 420 con las siguientes características:

	Barras de acero			
Designación de las barras de acero		AL 220 AL 220 S IRAM-IAS U 500-502	ADN 420 IRAM-IAS U 500-528	ADN 420 S IRAM-IAS U 500-207
Normas a las que responde		Lisa (L) 6 - 8 - 10 - 12 16 - 20 - 25	Nervurada (N) 6 - 8 - 10 - 12 - 16 20 - 25 - 32 - 40	Nervurada (N) 6 - 8 - 10 - 12 - 16 20 - 25 - 32 - 40
Conformación superficial		mm	mm	mm
Tensión de fluencia característica (**)	MPa	220	420	420
Resistencia a la tracción, característica (**)	MPa	340	500	500
Alargamiento porcentual de rotura característico (A_{ch})	%	18	12	12
Diámetro del mandril de doblado. Angulo de doblado 180°	mm	2 d	d ≤ 25 3,5 d d = 32 5,0 d d = 40 7,0 d	d ≤ 25 3,5 d d = 32 5,0 d d = 40 7,0 d

$f_y = 420 \text{ MPa}$ $E_s = 200.000 \text{ MPa}$

Figura 68: Características barras de acero – Fuente: CIRSOC 201.

8.5.2. El módulo de elasticidad E_s de la armadura no tesa, se puede considerar igual a:

$$E_s = 200000 \text{ MPa} \quad (8-3)$$

Figura 69: Características barras de acero – Fuente: CIRSOC 201.

Cordones de Acero para hormigón pretensado:

Para las armaduras activas de las estructuras de hormigón pretensado se utilizan cordones de acero de 7 alambres del tipo C-1900 con las siguientes características:

Designación de los cordones IRAM – IAS U 500 – 93 (*)	Diámetro nominal de los cordones	Carga al 1 % de Alargamiento total mínima	Carga de rotura mínima	Límite de fluencia mínima	Resistencia a la tracción mínima	Alargamiento porcentual de rotura bajo carga sobre 600 mm mínimo	Relajación máxima a 1000 h y 20 °C, para una carga inicial expresada en % de la carga de rotura Q_r
		Q_1	Q_r	R_e	R	A_r	Baja Relajación BR
	mm	kN	kN	MPa	MPa	%	60 % Q_r % 70 % Q_r % 80 % Q_r %
C – 1750	9,5	80,1	89,0	1546	1718	3,5	1 2,5 3,5
	12,7	144,0	160,0	1550	1722		
	15,2	216,0	240,0	1554	1727		
C – 1900	9,5	92,0	102,0	1678	1860		
	12,7	166,0	184,0	1682	1864		
	15,2	235,0	261,0	1679	1864		

(*) Designación de los cordones: Los valores corresponden, aproximadamente, a la resistencia a la tracción nominal del acero, expresada en MPa.

Figura 70: Características cordones de acero de siete alambres – Fuente: CIRSOC 201.

8.5.3. El módulo de elasticidad E_p para el acero de pretensado elegido se debe determinar mediante ensayos o ser suministrado por el fabricante.

Figura 71: Características cordones de acero de siete alambres – Fuente: CIRSOC 201.

Alambres de acero para armadura tipo trilogic:

Para las armaduras tipo trilogic utilizadas en las prelosa se utilizan alambres del tipo ATR 500 N con las siguientes características:

$f_y = 500$ MPa

$E_s = 200.000$ MPa

		Alambres de acero	Mailas Soldadas, de acero
Designación de los alambres y las mailas soldadas de acero		ATR 500 N	AM 500 N
Normas a las que responde		IRAM-IAS U 500-26	IRAM-IAS U 500-06
Conformación superficial		Nervurados (N)	Alambres Nervurados (N)
Diámetro nominal (d) (*)	mm	4 a 4,5 para armadura de distribución 5 a 12 para armadura resistente	4 a 4,5 para armadura de distribución 5 a 12 para armadura resistente
Tensión de fluencia característica (**)	MPa	500	500
Resistencia a la tracción, característica	MPa	550	550
Alargamiento porcentual de rotura característico (A_{10})	%	6	6
Diámetro del mandril de doblado. Ángulo de doblado 180°	mm	4 d	4 d

La resistencia al corte de las uniones soldadas en las mailas, expresada en kN, debe ser igual o mayor de 0,16 S_{max} (S_{max} = Área de la sección nominal transversal del alambre de mayor diámetro de la unión soldada, expresada en mm²).

(*) Las normas IRAM-IAS designan al diámetro nominal de la barra o alambre como d mientras que en este Reglamento se designan como d_s .

(**) Según se define en el artículo 3.6. Simbología.

Figura 72: Características alambres de acero – Fuente: CIRSOC 201.

8.5.2. El módulo de elasticidad E_s de la armadura no tesa, se puede considerar igual a:

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

(8-3)

Figura 73: Características alambres de acero – Fuente: CIRSOC 201.

6.1.4. DIMENSIONAMIENTO DE LOSA DE TABLERO.

Para el cálculo de los elementos, se adopta una simplificación de unidades de:
 $1 \text{ TN} \approx 10 \text{ KN}$.

6.1.4.1. Diseño.

Losa de hormigón armado H-30 y acero ADN 420.

Estructura con prelosa construida en etapas con armadura tipo Trilogic.

Se la considera simplemente apoyada en las vigas principales.

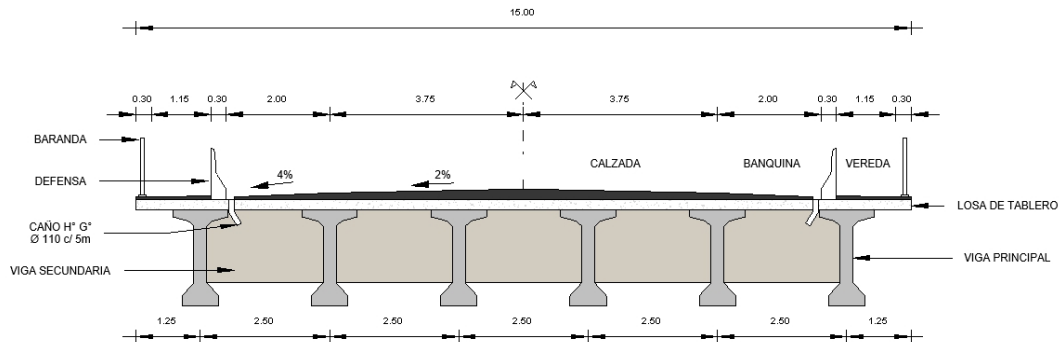


Figura 74: Diseño de losa de tablero – Fuente: Elaboración propia.

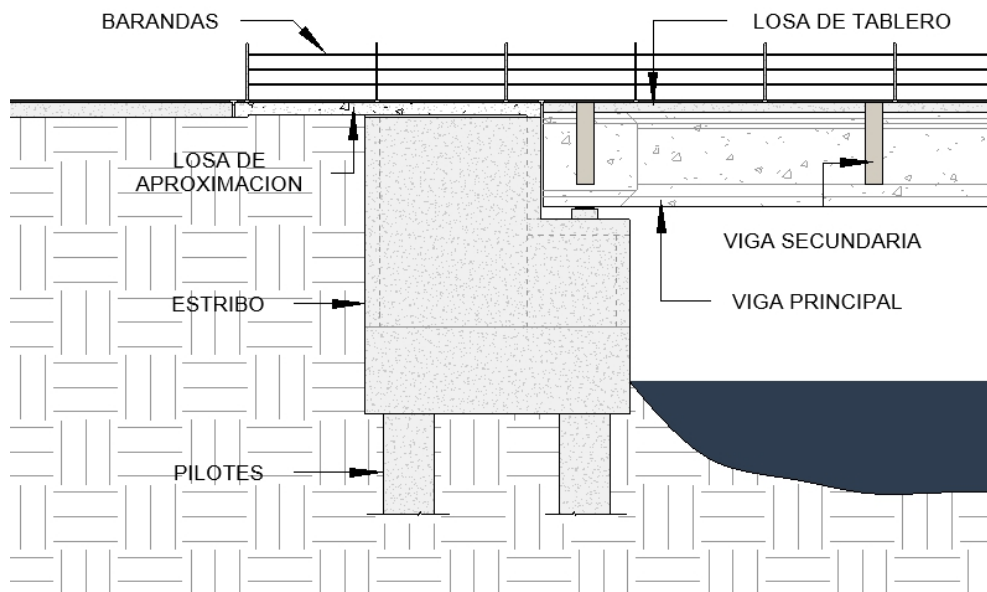


Figura 75: Diseño de losa de tablero – Fuente: Elaboración propia.

6.1.4.2. Luces.

Según BCPHA (DNV) – B.5.B.I, la luz de cálculo es:

$$l_{caltramo} = s_{vigapppal} = 2,5m$$

$$l_{calvoldaizo} = \frac{s_{vigapppal}}{2} = 1,25m$$

6.1.4.3. Altura

Altura mínima:

Según BCPHA (DNV) – B.5.B.V, el espesor mínimo para losas es de 12cm.

Altura por deformación :

Según CIRSOC 201 – Tabla 9.5.a): “Altura o espesor mínimo de vigas no pretensadas o losas armadas en una dirección, para el caso en que no se realice un cálculo de flechas”:

Para elemento: losa maciza armada en una dirección:

$$\text{Ambos extremos continuos: } h_{min} = \frac{l}{28} = \frac{2500}{28} = 89mm = 8,9cm$$

$$\text{En voladizo: } h_{min} = \frac{l}{10} = \frac{1250}{28} = 125mm = 12,5cm$$

L : Luz del elemento (mm)

h: Espesor o altura total de la sección transversal de un elemento (mm).

Se adopta h= 20cm, para realizar el análisis de carga y luego se verificará.

6.1.5. ANÁLISIS DE CARGAS.

6.1.5.1. Fuerzas principales.

6.1.5.1.1. Peso propio de losa de tablero.

Características:

Material: Hormigón Armado H-30

Espesor: 20cm.

Peso unitario: Según BCPHA DNV – A.2.A, para hormigón armado $\gamma H^{\circ}A^{\circ} = 25 \frac{KN}{m^3}$

$$\text{Peso propio: } ppt = h * \gamma = 0,20m * 25 \frac{KN}{m^3} = 5 \frac{KN}{m^2}$$

6.1.5.1.2. Peso propio carpeta de rodamiento de calzada.

Características:

Material: Concreto asfáltico

Espesor: 5cm

Peso unitario: Según BCPHA DNV – A.2.A, para mortero de bitumen y arena $\gamma = 22 \frac{KN}{m^3}$

$$\text{Peso propio: } ppcrv = h_{promedio} * \gamma = 0,1275m * 22 \frac{KN}{m^3} = 2,81 \frac{KN}{m^2}$$

6.1.5.1.3. Barandas en vereda.

Baranda flex beam: según catálogo tiene las siguientes características

Defensa= 45kg

Longitud= 3,80m

Terminal extremo final= 8kgx2= 16kg

Postes= 20kgx2= 40kg

Juego tornillo, tuercas, arandelas= 1kg

Total= 106kg= 1,06KN

$$\text{Peso propio: } ppb = \frac{P_{flex beam}}{1m * l} = \frac{1,06KN}{1m * 3,8m} = 0,3 \frac{KN}{m^2} \cong 0,5 \frac{KN}{m^2}$$

6.1.5.1.4. Sobrecarga Accidental.

Según BCPHA A.2.B, para caminos rurales se tiene un puente del tipo A-25, por lo tanto, basándose en la Tabla N°1 del mismo capítulo, se deberán considerar las siguientes sobrecargas:

Multitud compacta en calzada: $6 \frac{KN}{m^2}$

Multitud compacta en vereda: $4 \frac{KN}{m^2}$

Aplanadora: 100KN en rodillo delantero y 75KN en cada rodillo trasero, habiendo dos de ellos.

TABLA N° 1 – SOBRECARGA REGLAMENTARIA

	Categoría de puentes			Espesial
	A-30	A-25	A-20	
Paso total Tn.	30	25	20	CARGA SEGÚN EL CASO
Aplanadora rodillo delantero Tn.	13	10	8	
Cada rodillo trasero Tn.	8,5	7,5	6	
Multitud compacta Tn./m ²	0,6	0,6	0,5	
Sobrecarga en las veredas Tn./m ²	0,4	0,4	0,4	

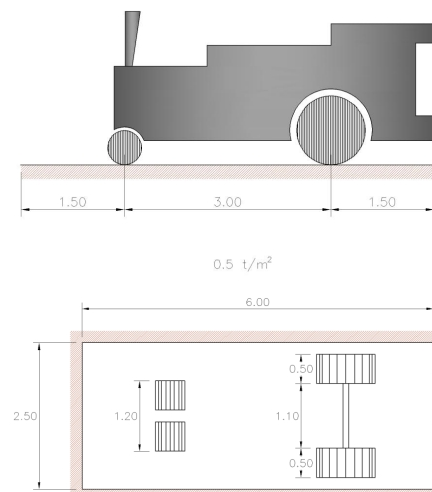


Figura 76: Aplanadora tipo – Fuente: BCPHA.

Para el cálculo de las losas a flexión, según BCPHA – B.4.A, se calcularán a flexión para cargas concentradas (presión de una rueda), considerando un ancho activo:

$$b = 10 + 2s + \frac{2}{3}l$$

$$\text{siendo } \frac{2}{3}l < 2m$$

Para el caso de la losa de tablero, se considera el vehículo moviéndose perpendicularmente a la luz de la losa, por lo que:

b) Movimiento del vehículo perpendicular a la luz de la losa

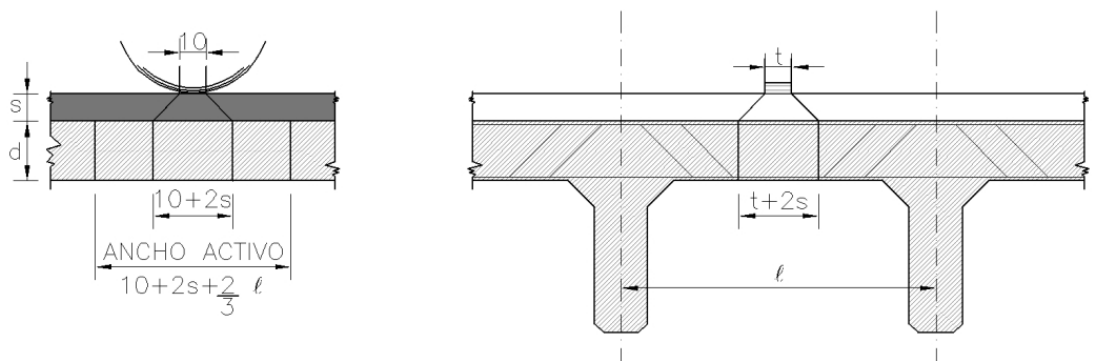


Figura 77: Anchos activos aplanadora - Fuente: BCPHA4.

Para el rodillo delantero:

$$b1 = 10 + 2s + \frac{2}{3} l = 0,1 + 2 * 0,05m + \frac{2}{3} * 2,5m = 1,87m$$

$$b2 = t + 2s = 1,2m + 2 * 0,05m = 1,30m$$

Para el rodillo trasero:

$$b1 = 10 + 2s + \frac{2}{3} l = 0,1 + 2 * 0,05m + \frac{2}{3} * 2,5m = 1,87m$$

$$b2 = t + 2s = 0,5m + 2 * 0,05m = 0,62m$$

6.1.5.1.5. Impacto.

Según BCPHA A.2.C, para el cálculo de los esfuerzos originados por la sobrecarga, la misma debe ser afectada por un coeficiente de impacto según la Tabla N°2 del mismo capítulo. A la multitud compacta sobre veredas no se le debe aplicar este factor. También se deben calcular sin impacto las tensiones en la infraestructura y la fundación. Para losas $\Phi = 1,4$

TABLA N° 2 – COEFICIENTE DE IMPACTO⁴

Tipo de Estructura	Coefficient e de Impacto
1. Tablero de la calzada: incluyendo viguetas transversales y longitudinales, nervios, columnas y péndolas	1,4
2. Vigas principales o pórticos nervados; que parcial o íntegramente formen parte de la estructura del tablero o que estén directamente vinculadas a ésta:	
1 < 10 M	1,4
1 = 10 M	1,3
1 = 30 M	1,2
1 = 50 M	1,1
1 ≥ 70 M	1,0

Figura 78: Coeficientes de impacto - Fuente: BCPHA.

6.1.5.1.6. Influencia de la temperatura.

Según BCPHA A.2.D, estas acciones solo se tienen en cuenta para el cálculo de arcos o estructuras hiperestáticas.

6.1.5.1.7. Sobrecarga constructiva de colocación de piezas prefabricadas

En la colocación de la prelosa existen cargas que deben tenerse en cuenta, como ser la circulación de obreros sobre las piezas prefabricadas colocadas.

Dimensiones aproximadas de prelosa:

$$Ap: 1m * 2,5m = 2,5m^2$$

Carga aproximada en prelosa: 3 operarios de 100kg cada uno.

$$Pp: 3 * 100kg = 300kg = 0,3tn$$

Sobrecarga constructiva:

$$pc = \frac{Operarios}{Aprelosa} = \frac{3 * 1KN}{1m * 2,5m} = 0,120 \frac{KN}{m^2} \cong 0,15 \frac{KN}{m^2}$$

$$\text{adoptamos } pc = 0,15 \frac{tn}{m^2} = 1,5 \frac{KN}{m^2}$$

6.1.6. SOLICITACIONES.

Las solicitaciones se calcularán por etapas, considerando la forma en que el puente se construirá en la realidad.

ETAPA 1: Construcción y hormigonado de losa de tablero. Carga de peso propio y sobrecarga constructiva. Condiciones de vínculo prelosa simplemente apoyada en vigas principales.

ETAPA 2: Puente en servicio. Cargas permanentes y sobrecarga accidental. Condiciones de vínculo losa continua apoyada en vigas principales.

6.1.6.1. Disposiciones Reglamentarias.

Según BCPHA – B.5.A, se deben considerar por separado los esfuerzos debidos a cargas permanentes, sobrecargas accidentales e influencia de temperatura y contracción. Se determinará la suma más desfavorable de los esfuerzos simultáneos.

Según BCPHA – B.5.B.III, se puede simplificar el cálculo de las losas continuas si es que las mismas se encuentran sobre nervios arriostrados entre sí y a una distancia menor a 2,5m, considerándolas como un tramo de viga simple de luz igual a la distancia entre los ejes de nervios, con las siguientes condiciones de apoyo. Para determinar los momentos sobre apoyos y en el tramo debido a la carga permanente y los momentos sobre los apoyos debidos a la sobrecarga, se supondrá empotramiento total en los apoyos. Los momentos en el tramo debido a la sobrecarga se obtendrán tomando la media aritmética de los momentos en el tramo suponiendo empotramiento total y apoyos libres respectivamente, en los extremos del tramo.

Según BCPHA – A.2.B, las cargas se situarán en la posición más desfavorable y no deberán tenerse en cuenta las cargas que debido a su ubicación reduzcan los momentos, siempre que no estén directamente vinculadas a otras cargas que actúan desfavorablemente.

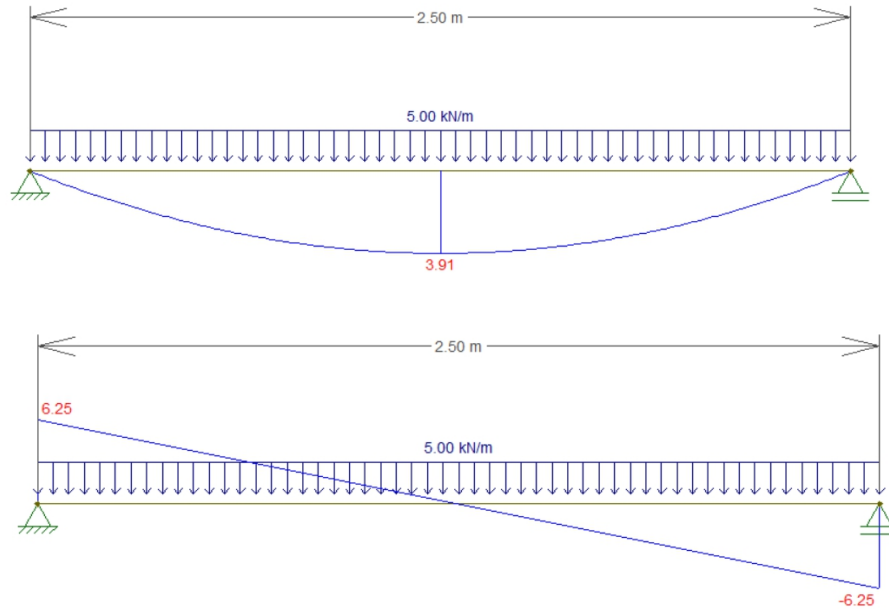
Según BCPHA – B.5.B.II, para el cálculo de las reacciones de las losas y vigas secundarias continuas, se puede prescindir de la continuidad, salvo en los apoyos extremos con voladizos en el que deberá considerarse la continuidad con el tramo adyacente.

6.1.6.2. Etapa 1.

a. Losa de tablero.

- Cargas Permanentes – Tramo.

$$Luz = 2,5m ; ppt = 5 \frac{KN}{m^2}$$

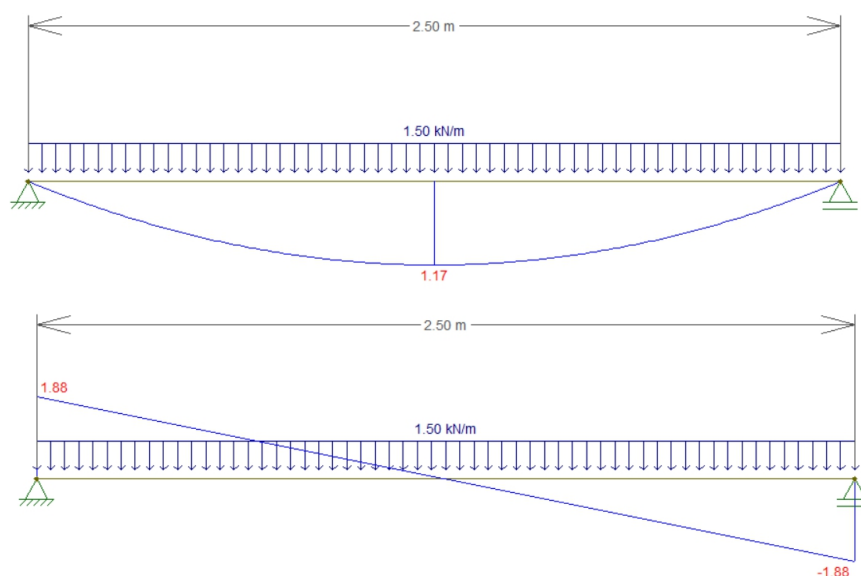


$$M_{tramo} = 3,91 \frac{KNm}{m} ; V_{max} = 6,25 \frac{KN}{m}$$

- Sobrecarga Constructiva – Tramo.

En este caso se considera la sobrecarga constructiva.

$$Luz = 2,5m ; pc = 1,5 \frac{KN}{m^2}$$

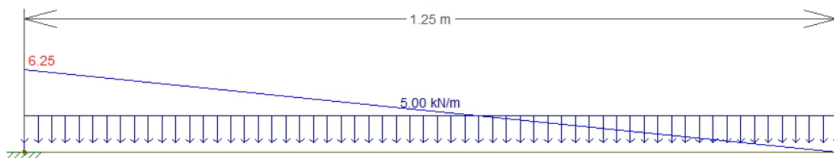
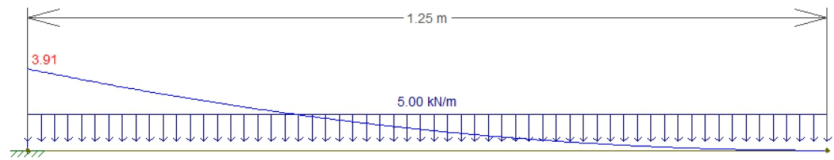


$$M_{tramo} = 1,17 \frac{KNm}{m} ; V_{max} = 1,88 \frac{KN}{m}$$

b. Voladizo.

- Cargas Permanentes – Voladizo.

$$Luz = 1,25m ; ppt = 5 \frac{KN}{m^2}$$

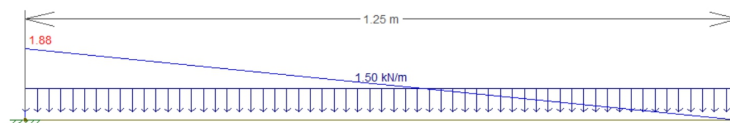
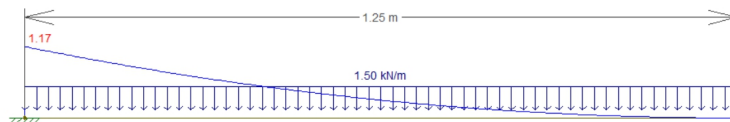


$$Ma = 3,91 \frac{KNm}{m} ; Vmax = 6,25 \frac{KN}{m}$$

- Sobrecarga constructiva – Voladizo.

En este caso se considera la sobrecarga constructiva.

$$Luz = 1,25m ; ppt = 1,5 \frac{KN}{m^2}$$



$$Ma = 1,17 \frac{KNm}{m} ; Vmax = 1,88 \frac{KN}{m}$$

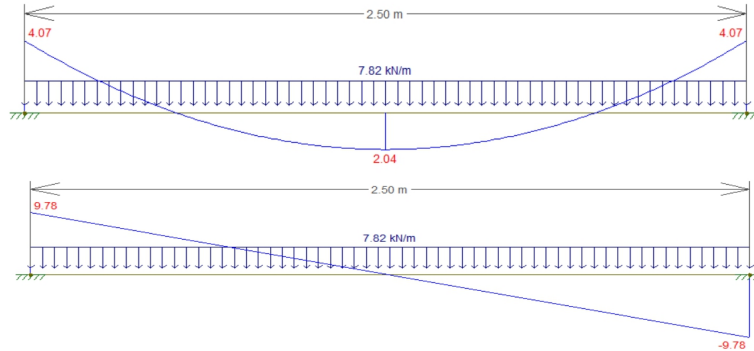
6.1.6.3. ETAPA 2.

a. Losa de Tablero.

- Cargas Permanentes – Tramo.

$$Luz = 2,50m$$

$$ppt + ppcr = 5 \frac{KN}{m^2} + 2,82 \frac{KN}{m^2} = 7,82 \frac{KN}{m^2}$$



$$M_{tr} = 2,04 \frac{KNm}{m}$$

$$M_{ap} = 4,07 \frac{KNm}{m}$$

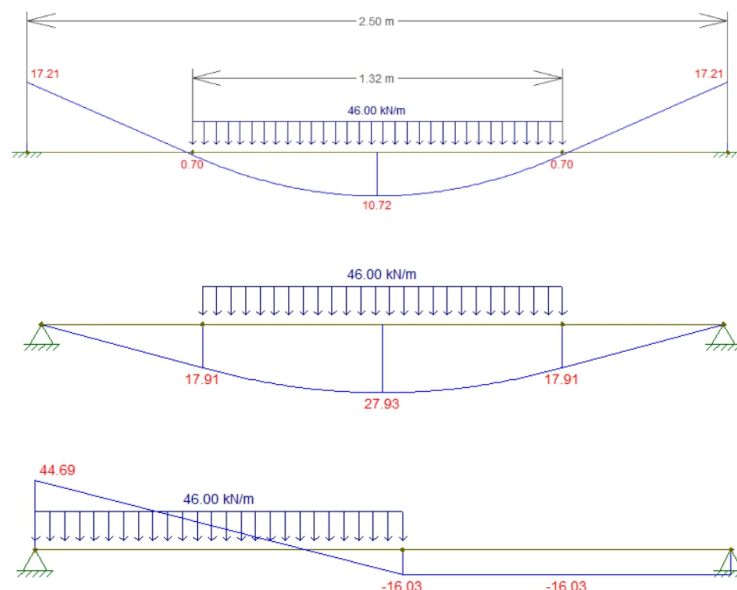
$$V_{max} = 9,78 \frac{KN}{m}$$

- Sobrecarga Accidental – Tramo.

Según BCPHA - A.2.B, para el cálculo de las losas de tablero, se debe reducir en un 20% el peso de las aplanadoras.

I. Para rodillo delantero la carga repartida de la aplanadora será:

$$prd = 0,8 \frac{Prd}{b_1 * b_2} * \varphi = 0,8 \frac{100KN}{1,87n * 1,30m} * 1,4 \approx 46 \frac{KN}{m}$$



$$M_a = 17,21 \frac{KNm}{m}$$

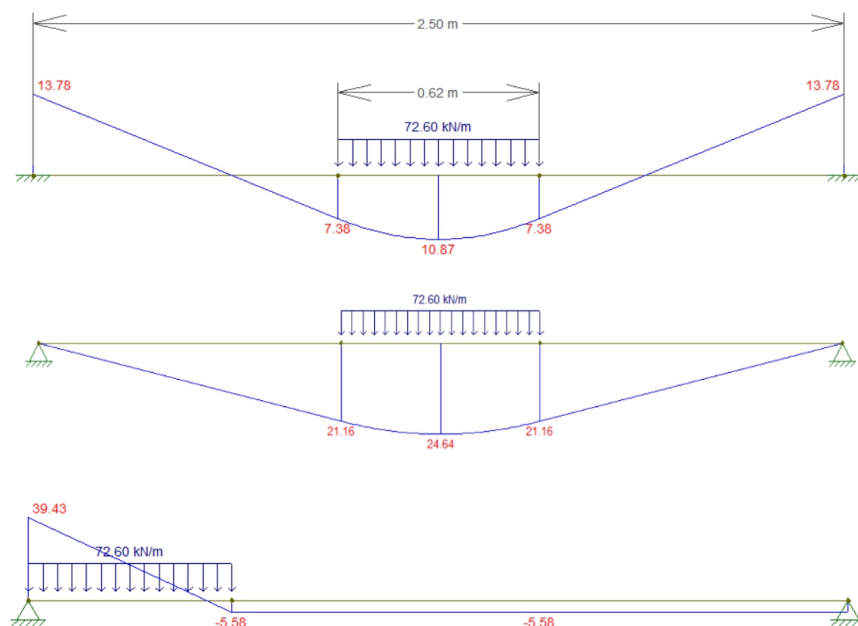
$$M_{tr} = \frac{27,93 \frac{KNm}{m} + 10,72 \frac{KNm}{m}}{2} = 19,32 \frac{KNm}{m}$$

$$V_A = 44,69 \frac{KN}{m}$$

$$V_A = 16,03 \frac{KN}{m}$$

II. Para rodillo trasero la carga repartida de la aplanadora será:

$$p_{rt} = 0,8 \frac{P_{rt}}{b_1 * b_2} * \varphi = 0,8 \frac{75}{1,87m * 0,62m} * 1,4 = 72,6 \frac{KN}{m}$$



$$M_a = 13,78 \frac{KNm}{m}$$

$$M_{tr} = \frac{10,87 \frac{KNm}{m} + 24,64 \frac{KNm}{m}}{2} = 17,75 \frac{KNm}{m}$$

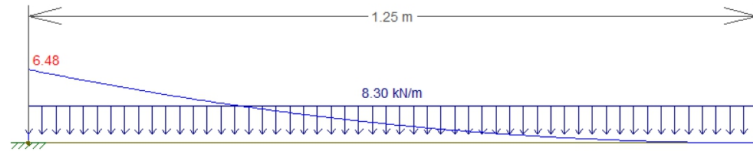
$$V_A = 39,43 \frac{KN}{m}$$

$$V_A = 5,58 \frac{KN}{m}$$

b. Voladizos.

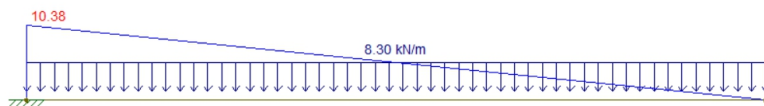
- Cargas Permanentes – Voladizo.

$$ppt + ppcrv + ppb = 5 \frac{KN}{m^2} + 2,82 \frac{KN}{m^2} + 0,5 \frac{KN}{m^2} = 8,3 \frac{KN}{m}$$



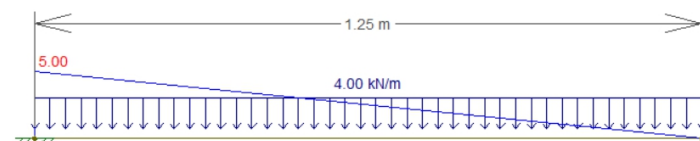
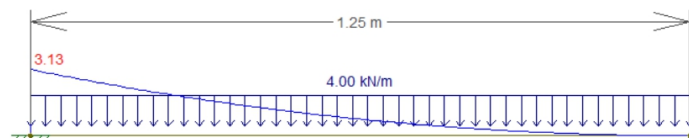
$$Ma = 6,48 \frac{KNm}{m}$$

$$VA = 10,38 \frac{KN}{m}$$



- Sobrecarga Accidental – Voladizo.
Multitud compacta en vereda.

$$pmcv = mcv = 4 \frac{KN}{m^2}$$



$$Ma = 3,13 \frac{KNm}{m}$$

$$VA = 5 \frac{KN}{m}$$

6.1.6.4. Resumen de solicitaciones:

<i>Etap 1</i>				
Solicitaciones	Cargas D		Cargas L	
	Tramo	Voladizo	Tramo	Voladizo
Momento Flector	3,91 KNm/m	3,91 KNm/m	1,17 KNm/m	1,17 KNm/m
Esfuerzo de Corte	6,25 KNm/m	6,25 KNm/m	1,88 KNm/m	1,88 KNm/m

<i>Etap 2</i>								
Solicitaciones	Cargas D			Cargas L				
				Rodillo Delantero		Rodillo Trasero		Multitud Compacta
	Tramo	Apoyo	Voladizo	Tramo	Apoyo	Tramo	Apoyo	Voladizo
Momento Flector	2,04KNm/m	4,07KNm/m	6,49KNm/m	19,3KNm/m	17,21KNm/m	17,8KNm/m	13,8KNm/m	3,13KNm/m
Esfuerzo de Corte	9,75 KN/m		10,38KN/m	44,7 KN/m		55,8 KN/m		5 KNm/m

6.1.7. DIMENSIONADO.

6.1.7.1. Resistencia Requerida.

Según CIRSOC 201 – 9.2, la resistencia requerida debe ser igual o mayor que los efectos de las cargas mayoradas dadas en las siguientes combinaciones:

- $U = 1,4 (D+F)$ (9-1)
- $U = 1,2 (D +F+T) + 1,6 (L+H) + 0,5 (L, \text{ ó } S \text{ ó } R)$ (9-2)
- $U = 1,2 D + 1,6 (L, \text{ ó } S \text{ ó } R) + (f_1 L \text{ ó } 0,8 W)$ (9-3)
- $U = 1,2 D + 1,6 W + f_1 L + 0,5 (L, \text{ ó } S \text{ ó } R)$ (9-4)
- $U = 1,2 D + 1,0 E + f_1 (L + L_d) + f_2 S$ (9-5)
- $U = 0,9 D + 1,6 W + 1,6 H$ (9-6)
- $U = 0,9 D + 1,0 E + 1,6 H$ (9-7)

En este caso, se evaluarán las combinaciones 9-1 y 9-2:

RESISTENCIA REQUERIDA: $U = 1,4 \cdot D$					
RESISTENCIA REQUERIDA	ETAPA 1 - $U = 1,4 \cdot D$	ETAPA 2 - $U = 1,4 \cdot D$			
	Tramo	Voladizo	Tramo	Apoyo	Voladizo
Momento Flector	5,47 KNm/m	5,47 KNm/m	2,85 KNm/m	5,70 KNm/m	9,08 KNm/m
Esfuerzo de Corte	8,75 KN/m	8,75 KN/m	13,68 KN/m		14,5 KN/m

RESISTENCIA REQUERIDA: $U = 1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L$					
RESISTENCIA REQUERIDA	ETAPA 1 - $U = 1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L$	ETAPA 2 - $U = 1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L$			
	Tramo	Voladizo	Tramo	Apoyo	Voladizo
Momento Flector	6,56 KNm/m	6,56 KNm/m	33,36KNm/m	32,41KNm/m	12,79KNm/m
Esfuerzo de Corte	10,50 KN/m	10,50 KN/m	83,21KN/m		20,46 KN/m

6.1.7.2. Secciones de Hormigón.

La losa de tablero es un elemento de hormigón construido en etapas, ya que primero se coloca la pieza prefabricada de hormigón, la prelosa, que es utilizada como encofrado perdido y luego se cola in-situ una capa de hormigón; de todas formas, las piezas funcionan como un solo elemento.

a. Recubrimiento.

Inferior:

Según CIRSOC 201 – Tabla 7.7.3: “Recubrimientos mínimos para el hormigón prefabricado (elaborado en condiciones de control en planta) para las clases de exposición A1 y A2”:

Hormigón que una vez desencofrado está en contacto con el suelo o expuesto al aire libre.

Otros elementos (no tabique).

Para barras y alambres $\phi \leq 16\text{mm}$.

$$r_{min} = 20\text{mm}$$

r_{min} : Distancia desde la superficie del hormigón hasta la superficie exterior de la armadura a la que se le aplica el recubrimiento.

La clase de exposición de la estructura es A3, según esta misma tabla para este caso se debe incrementar 30% el recubrimiento anterior:

$$r_{minA3} = 1,3r_{min} = 1,3 \cdot 20\text{mm} = 26\text{mm} = 2,6\text{cm}$$

Adoptamos $r = 2,5\text{cm} \cong 2,6\text{cm}$.

Superior:

Según CIRSOC– Tabla 7.7.1: “Recubrimientos mínimos para hormigón colado en obra (no pretensado), para clases de exposición A1 y A2”:

Hormigón no expuesto al aire libre ni en contacto con el suelo

Losas, tabiques, nervaduras

Para barras y alambres $d_b \leq 32\text{mm}$

$$r_{\min} = 20\text{mm y } r_{\max} \geq d_b$$

r_{\min} : Distancia desde la superficie del hormigón hasta la superficie exterior de la armadura a la que se le aplica el recubrimiento.

La clase de exposición de la estructura es A3, según esta misma tabla para este caso se debe incrementar 30% el recubrimiento anterior:

$$r_{\min A3} = 1,3r_{\min} = 1,3 * 20\text{mm} = 26\text{mm} = 2,6\text{cm}$$

Adoptamos $r = 2,5\text{cm} \cong 2,6\text{cm}$

b. Altura de Prelosa h_p .

En la prelosa no se necesita satisfacer ninguna altura mínima de hormigón, ya que la misma en la etapa 1 (sin la colaboración del hormigón colado in situ que todavía está fresco), solo actúa como carga no posee función estructural más que contener a la armadura tipo trilogic, la cual sí debe cumplir funciones estructurales, debiendo calcularse las secciones de acero para que resistan todas las cargas de la etapa 1 hasta que el hormigón de la capa superior de compresión haya endurecido y la sección trabaje como compuesta. Por lo tanto, como altura de prelosa (h_p) adoptamos un espesor convencional disponible en el mercado de estos elementos prefabricados, que cumpla con el recubrimiento mínimo de la armadura principal.

Adoptamos $h_p = 5\text{cm}$

c. Altura de losa.

En un principio, se ha pre dimensionado la altura total de la losa, ya que era necesaria para el cálculo de las solicitaciones por peso propio de la losa de tablero. En este punto se verificará la misma comparándola con la altura necesaria para evitar el uso de armadura de corte en losas. Para este análisis se trabaja con las solicitaciones de la etapa 2, donde trabaja la sección compuesta, es decir la altura total de la losa.

Según CIRSOC 201 – 11.5.6.1, no es necesario colocar armadura de corte mínima en losas, y según CIRSOC 201 – 11.12.1.1 para losas armadas en una dirección se debe dimensionar al corte según 11.1 a 11.5 de dicho reglamento.

Se debe cumplir: $\phi V_n \geq V_u$ Según CIRSOC 201– 11.1.1.

ϕ : Factor de reducción de resistencia. Para corte en combinaciones que no incluyan sismo, según CIRSOC 201 – 9.3.2.3:

$$\phi = 0,75$$

V_u : Esfuerzo de corte mayorado en la sección considerada, en N. El máximo esfuerzo de corte mayorado en la etapa 2 es:

$$V_u = 83,21KN * 1000 \frac{N}{KN} = 83212KN$$

V_n : Resistencia nominal al corte determinada con la siguiente expresión

$$V_n = V_c + V_s$$

V_c : Resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón, N. Para elementos sometidos únicamente a flexión y corte, según expresiones simplificadas, CIRSOC 201 – 11.3.1.1:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} bw d$$

bw : Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular, en mm. Para una losa, considerada una viga de ancho unitario:

$$bw = 1m$$

d : Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa (altura útil), en mm.

$\sqrt{f'c}$: Raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, en Mpa. Debe ser $\leq 8,3Mpa$. Para hormigón armado (H-30):

$$\sqrt{f'c} = \sqrt{30MPa} = 5,48MPa < 8,3MPa$$

V_s : Resistencia nominal al corte proporcionada por la armadura de corte, N. Si no poseemos armadura de corte, entonces:

$$V_n = V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} bw d$$

Cómo debe cumplirse que:

$$\phi V_n \geq V_u \rightarrow \phi \frac{1}{6} \sqrt{f'c} bw d \geq V_u$$

$$d \geq \frac{6 * V_u}{\phi \sqrt{f'c} bw} = \frac{6 * 83212N}{0,75 * 5,48MPa * 1000mm} = 121,54mm = 11,61cm$$

Adoptamos $d = 17cm$.

6.1.7.3. Resumen de Secciones de Hormigón.

d: Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa (altura útil).

$$d = 17cm$$

r: Distancia desde la superficie del hormigón hasta la superficie exterior de la armadura a la que se le aplica el recubrimiento.

$$r = 2,5cm$$

hp: Espesor o altura de la prelosa.

$$hp = 5cm$$

hc: Espesor o altura de la capa de compresión, hormigón colado in-situ.

$$hc = d - r - \frac{\phi_{barra10}}{2} = 15cm$$

h: Espesor o altura total de la losa.

$$h = 20cm$$

ht: Altura disponible para la armadura Trilogic:

$$ht = h - 2r = 20cm - 2 * 2,5cm = 15cm$$

dbadm: Diámetro de la barra admisible según espacio disponible:

$$dbadm = 2 * (h - r - d) = 2 * (18cm - 2,5cm - 15cm) = 1cm$$

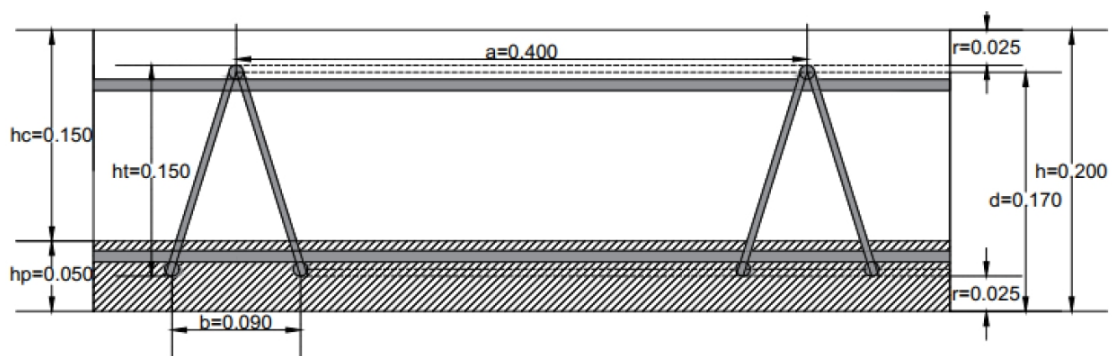


Figura 79: Diseño tipo de prelosas - Fuente: Catálogo de armaduras de acero trilogic.

6.1.7.4. Dimensionamiento de la Armadura.

6.1.7.4.1. Etapa Constructiva: Armadura trilogic.

a. Esquema prelosa.

La armadura Trilogic es un elemento estructural formado por barras de acero de sección circular maciza de conformación nervurada (cordones), separadas entre sí a una distancia por dos estribos continuos de alambre liso en forma de zigzag (diagonales), ubicados a ambos lados de la estructura y soldados en todos los encuentros.

La separación entre Trilogic depende íntegramente del calculista de la estructura prefabricada, por lo general se encuentran entre 0,30m a 0,50m. En este trabajo se adopta de separación (a) entre Trilogic, que es el ancho de influencia de cada una.

$$a = 0,4 \text{ m}$$

b. Sección de barras.

Se adoptan las siguientes secciones de barras para los cordones y diagonales, disponibles según el fabricante.

Cordón superior: Diámetro de la barra del cordón superior = 12mm = 1,20cm.

$$Ag1t = \frac{\pi(\emptyset_{cs})^2}{4} = \frac{\pi(1,2\text{cm})^2}{4} = 1,13\text{cm}^2$$

Cordón inferior: Diámetro de las barras del cordón inferior = 10mm = 1cm

$$Ag1c = \frac{\pi(\emptyset_{ci})^2}{4} = \frac{\pi(1\text{cm})^2}{4} = 0,79\text{cm}^2$$

Diagonales: Diámetro de la barra de la diagonal = 6mm = 0,6cm

$$AD = \frac{\pi(\emptyset_{di})^2}{4} = \frac{\pi(0,6\text{cm})^2}{4} = 0,28\text{cm}^2$$

c. Relaciones geométricas de las barras.

Se verificará la sección del Trilogic como si fuera una viga reticulada de barras de hierro redondo según CIRSOC 308, aunque esta es en realidad parte de una losa de hormigón armado. Por lo cual, existen limitaciones del CIRSOC 308 que no tendremos en cuenta, como ser $F_y \leq 400\text{MPa}$, ya que como se adoptó y como lo indica el fabricante del Trilogic, para este elemento $F_y=500\text{MPa}$.

d. Altura.

Según CIRSOC 308 – 2.3.a) para elementos rectos solicitados a flexión simplemente apoyados, se debe cumplir:

$$\frac{l}{h} \leq 35 \rightarrow h \geq \frac{l}{35} = \frac{250}{35} = 7,1\text{cm}$$

l: Distancia entre ejes de apoyo, en cm.

h: Altura de la sección armada, medida entre ejes de barras del cordón en cm.

Se determinó la altura disponible para la armadura Trilogic $h_t= 15\text{cm}$, la cual corresponde a una línea estándar de este producto como se puede observar en la tabla 45.

La altura h entre ejes de barras, descontando la mitad de los diámetros de las barras

del cordón superior e inferior, es:

Línea estándar
Losas, vigas y placas

Modelo	Alturas	Ancho base	Largo de corte	Paso de diagonal	Armadura			Peso	Peso por elemento
					Inferior	Diagonal	Superior		
	h cm	b cm	m	a cm	d_i mm	d_d mm	d_s mm	kg/m	kg
T 8	8	9	6	20	5	3,4	6	0,72	4,31
T 10	10	9	6	20	5	4,5	7	0,97	5,80
T 15	15	10	6	20	6	5	8	1,40	8,43
T 20	20	10	6	20	8	6	10	2,41	14,48
T 25	25	10	6	20	10	7	12	3,77	22,65

Línea según especificación
Losas, vigas, placas y separadores

Modelo	Alturas	Ancho base	Largo de corte	Paso de diagonal	Armadura			Peso	Peso por elemento
					Inferior	Diagonal	Superior		
	h cm	b cm	m	a cm	d_i mm	d_d mm	d_s mm	kg/m	kg
Variable	7,5 a 25	10	múltiplos de 0,10	20	4 a 10	4 a 7	5 a 12	Variable	Variable

El largo mínimo es de 3 m y el máximo de 12 m. Para otros largos, consulte con la Gerencia de Asesoramiento Técnico.

$$h = h_{tril} - \frac{\emptyset_{cs}}{2} - \frac{\emptyset_{ci}}{2} = 15cm - \frac{1,2cm}{2} - \frac{1cm}{2} = 13,9cm > 7,1cm \rightarrow BC$$

Figura 80-a: Línea estándar de la armadura Trilogic. Fuente: Acindar.

Figura 80-b: Línea según especificaciones de la armadura Trilogic. Fuente: Acindar.

e. Base.

Según CIRSOC 308 – 2.3.a) para elementos rectos de sección triangular solicitados a flexión se recomienda cumplir:

$$b \geq \frac{h}{2} = \frac{13,9cm}{2} = 6,95cm$$

b: Ancho de la sección armada, medida entre ejes de barras del cordón en cm.

h: Altura de la sección armada, medida entre ejes de barras del cordón en cm.

Según la tabla de especificaciones de la armadura trilogic el único ancho disponible de la armadura para la línea según especificaciones es $b_t = 10cm$, que es total entre caras extremas. El ancho b entre ejes de barras, descontando la mitad de los diámetros del cordón inferior, es:

$$b = b_t - \frac{\emptyset_{ci}}{2} - \frac{\emptyset_{ci}}{2} = 10cm - 1cm = 9cm > 6,95cm \rightarrow BC$$

f. Paso de la diagonal.

Según la tabla el único paso de la diagonal disponible de la armadura Trilogic para la línea según especificaciones es:

$$s = 20cm.$$

6.1.7.4.2. Resistencia Requerida.

La resistencia requerida por cada Trilogic será la calculada con las solicitaciones mayoradas en la **etapa 1** para un ancho de influencia de $a = 0,40m$.

$$\text{Momento flector - tramo: } M_{\text{tramo}} = 6,6 \frac{KNm}{m} * 0,4m = 2,6 KNm$$

$$\text{Momento flector - voladizo: } M_{\text{voladizo}} = 6,6 \frac{KNm}{m} * 0,4m = 2,6 KNm$$

$$\text{Esfuerzo de corte: } V_u = 10,05 \frac{KN}{m} * 0,4m = 4,2 KNm$$

6.1.7.4.3. Verificación de estados límites para solicitaciones de flexión y corte.

La forma de la sección según CIRSOC 308 – 2.1 es triangular y la flexión se produce alrededor del eje x-x.

Según CIRSOC 308 – 6.1 se deben verificar los estados límites frente a las solicitaciones requeridas de flexión simple (M_u) y corte (V_u) de la barra armada:

$$M_d \geq M_u \text{ y } V_d \geq V_u$$

6.1.7.4.4. Estado límite de pandeo local de las barras.

a. Pandeo local de las barras de cordón comprimido.

- Resistencia de diseño a flexión – Tramo.

$$M_{dcx} = \phi_c h n_1 A_{gc1} F_{cr} (10)^{-3}$$

ϕ_c : Para barras de sección circular maciza de acuerdo con CIRSOC 308- 5.2.

Para este caso $F_y = 500$ MPa, y para la misma se corresponde $\phi_c = 0,80$.

h : Altura de la sección armada, medida entre ejes de barras del cordón, en cm.

n_1 : Número de barras del cordón comprimido.

A_{gc1} : Área bruta de una barra comprimida, en cm^2 .

F_{cr} : Para barras de sección circular maciza, según el artículo CIRSOC 308 - 5.2, con la expresión (5.2-3), para este caso de debe considerar $kL = s$.

$$F_{cr} = \chi F_y \quad \chi = \frac{1}{\delta + \sqrt{\delta^2 - \lambda_c^2}} \quad \text{siendo } \delta = 0,451 + 0,245\lambda_c + 0,5\lambda_c^2$$

c : Factor de esbeltez adimensional.

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{kL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$kL = s$: Longitud efectiva = Distancia entre nudos, en cm.

r : Radio de giro de la sección transversal de la circular respecto a su eje baricéntrico $= d/4$, en cm.

F_y : Tensión de fluencia especificada del acero, en MPa.

E : Módulo de elasticidad longitudinal del acero, en MP.

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{kL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1}{\pi} \frac{20cm}{\left(\frac{1,2cm}{4}\right)} \sqrt{\frac{500Mpa}{200000Mpa}} = 1,06$$

$$\delta = 0,451 + 0,245 * 1,06 + 0,5 * 1,06^2 = 1,27$$

$$\chi = \frac{1}{1,27 + \sqrt{1,27^2 - 1,06^2}} = 0,51$$

$$F_{cr} = 0,51 * 500 \text{ Mpa} = 252,7 \text{ Mpa}$$

$$M_{dcx} = 0,8 * 13,9 \text{ cm} * 1 * 1,13 \text{ cm}^2 * 200,2 \text{ MPa} * (10) - 3 = 3,18 \text{ KNm}$$

$$M_{dcx} = 3,18 \text{ KNm} > M_{ut} = 2,6 \text{ KNm} \rightarrow BC$$

• Resistencia de diseño a flexión – Voladizo.

$$M_{dcx} = \phi_c h n_1 A_{gc1} F_{cr} (10)^{-3}$$

ϕ_c : Para barras de sección circular maciza de acuerdo con CIRSOC 308- 5.2. Para este caso $F_y=500$ MPa, y para la misma se corresponde = 0,80

h: Altura de la sección armada, medida entre ejes de barras del cordón, en cm.

n_1 : Número de barras del cordón comprimido.

$A_{gc1}= A_{gt1}$: Área bruta de una barra comprimida, en cm^2 .

F_{cr} : Para barras de sección circular maciza, según el artículo CIRSOC 308 - 5.2, con la expresión (5.2-3), para este caso de debe considerar $kL=s$.

$$F_{cr} = \chi F_y \quad \chi = \frac{1}{\delta + \sqrt{\delta^2 - \lambda_c^2}} \quad \text{siendo} \quad \delta = 0,451 + 0,245 \lambda_c + 0,5 \lambda_c^2$$

c: Factor de esbeltez adimensional.

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{kL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$kL= s$: Longitud efectiva = Distancia entre nudos, en cm.

r: Radio de giro de la sección transversal de la circular respecto a su eje baricéntrico = $d/4$, en cm.

F_y : Tensión de fluencia especificada del acero, en MPa.

E: Módulo de elasticidad longitudinal del acero, en MP.

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{kL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1}{\pi} \frac{20 \text{ cm}}{\left(\frac{1 \text{ cm}}{4}\right)} \sqrt{\frac{500 \text{ Mpa}}{200000 \text{ Mpa}}} = 1,27$$

$$\delta = 0,451 + 0,245 * 1,27 + 0,5 * 1,27^2 = 1,57$$

$$\chi = \frac{1}{1,57 + \sqrt{1,57^2 - 1,27^2}} = 0,402$$

$$F_{cr} = 0,402 * 500 \text{ Mpa} = 201 \text{ Mpa}$$

$$M_{dcx} = 0,8 * 13,9 \text{ cm} * 2 * 0,79 \text{ cm}^2 * 200,2 \text{ MPa} * (10) - 3 = 3,50 \text{ KNm}$$

$$M_{dcx} = 3,50 \text{ KNm} > M_{ut} = 2,6 \text{ KNm} \rightarrow BC$$

b. Pandeo local de las barras diagonales.

- Para sección triangular y flexión alrededor del eje x-x.

$$V_{dD} = \phi_c A D F_{cr} 2 \sin \alpha \cos \beta (10)^{-4}$$

ϕ_c : Para barras de sección circular maciza de acuerdo con CIRSOC 308- 5.2.

Para este caso $F_y=500$ MPa, y para la misma se corresponde = 0,80.

AD: Área bruta de una barra diagonal comprimida, en cm².

α : Ángulo entre diagonal y cordón inferior, en grados sexagesimales.

$$\tan \alpha = \frac{h}{s/2} \rightarrow \alpha = \tan^{-1} \frac{h}{s/2} = \tan^{-1} \frac{13,9cm}{\frac{20cm}{2}} = 54,27^\circ$$

β : Ángulo entre plano de celosía y eje y-y, en grados sexagesimales.

$$\tan \beta = \frac{b/2}{h} \rightarrow \beta = \tan^{-1} \frac{b/2}{h} = \tan^{-1} \frac{9cm/2}{13,9cm} = 17,94^\circ$$

Ld: Longitud real de la diagonal, en cm.

$$L_d = \sqrt{\frac{s^2}{4} + \frac{b^2}{4} + h^2} = \sqrt{\frac{(20cm)^2}{4} + \frac{(9cm)^2}{4} + (13,9cm)^2} = 17,70cm$$

F_{cr} : Para barras de sección circular maciza, según el artículo CIRSOC 308 - 5.2, con la expresión (5.2-3), para este caso de debe considerar $kL=s$.

$$F_{cr} = \chi F_y \quad \chi = \frac{1}{\delta + \sqrt{\delta^2 - \lambda_c^2}} \quad \text{siendo } \delta = 0,451 + 0,245\lambda_c + 0,5\lambda_c^2$$

λ_c : Factor de esbeltez adimensional.

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{kL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$kL = 0,85 \cdot L_d$ (Longitud efectiva) = $0,85 \cdot 17,7cm = 15$ cm.

r: Radio de giro de la sección transversal de la circular respecto a su eje baricéntrico = $d/4$.

F_y : Tensión de fluencia especificada del acero, en MPa.

E: Módulo de elasticidad longitudinal del acero, en MPa.

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{kL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1}{\pi} \frac{13,8cm}{\left(\frac{0,6cm}{4}\right)} \sqrt{\frac{500Mpa}{200000Mpa}} = 1,6$$

$$\delta = 0,451 + 0,245 \cdot 1,46 + 0,5 \cdot 1,46^2 = 1,60$$

$$\chi = \frac{1}{2,12 + \sqrt{2,12^2 - 1,6^2}} = 0,29$$

$$F_{cr} = 0,29 * 500 \text{ Mpa} = 142,57 \text{ Mpa}$$

$$V_{dD} = 0,8 * 0,28 \text{ cm}^2 * 142,57 * 2 * \sin 54,27^\circ \cos 17,94^\circ * (10)^{-1} = 5,08 \text{ KN}$$

$$V_{dD} = 5,08 \text{ KN} > V_u = 4,2 \text{ KN} \rightarrow BC$$

6.1.7.4.5. Estado límite de fluencia de barras del cordón traccionado.

a. Resistencia a flexión – Tramo.

- Para flexión alrededor del eje x-x:

$$M_{dtx} = \phi_t h n_2 A_{gt1} F_y (10)^{-3}$$

$$\phi_t = 0,9$$

h: Altura de la sección armada, medida entre ejes de barras del cordón, en cm.

n₂: Número de barras del cordón traccionado.

A_{gt1}: Área bruta de una barra traccionada, en cm².

F_y: Tensión de fluencia especificada del acero, en MPa.

$$M_{dtx} = 0,9 * 13,9 \text{ cm} * 2 * 0,79 \text{ cm}^2 * 500 * (10)^{-3} = 9,83 \text{ KNm}$$

$$M_{dtx} = 9,83 \text{ KNm} > M_{ut} = 2,6 \text{ KNm} \rightarrow BC$$

b. Resistencia de diseño a flexión – Voladizo.

- Para flexión alrededor del eje x-x:

$$M_{dvx} = \phi_t h n_2 A_{gt1} F_y (10)^{-3}$$

$$\phi_t = 0,9$$

h: Altura de la sección armada, medida entre ejes de barras del cordón, en cm.

n₂: Número de barras del cordón traccionado.

A_{gt1}=A_{gc1}: Área bruta de una barra traccionada, en cm².

F_y: Tensión de fluencia especificada del acero, en MPa.

$$M_{dtx} = 0,9 * 13,9 \text{ cm} * 1 * 1,13 \text{ cm}^2 * 500 * (10)^{-3} = 14,15 \text{ KNm}$$

$$M_{dtx} = 14,15 \text{ KNm} > M_{uv} = 2,6 \text{ KNm} \rightarrow BC$$

6.1.7.4.6. Estado límite de pandeo lateral torsional.

Este estado no necesita ser verificado ya que los cordones estarán arriostrados lateralmente por el hormigón de la prelosa según el eje de menor inercia en toda su longitud.

6.1.7.5. ETAPA EN SERVICIO: ARMADURA PRINCIPAL.

6.1.7.5.1. Factor de reducción de resistencia.

Según CIRSOC 201 – 9.3.2 el factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura (ϕ) es para proyectar una sección con una rotura dúctil (precedida por importantes deformaciones y fisuraciones), se parte del supuesto:

$$\varepsilon_c \leq 3\text{‰} \text{ y } \varepsilon_s = 5\text{‰}$$

Sección controlada por tracción $\rightarrow \phi = 0,9$

6.1.7.5.2. Diagrama tensión deformación de la sección en estado de servicio.

Para f'_c : Resistencia especificada a la compresión del hormigón, para hormigón armado (H-30) = 30 MPa

Según CIRSOC 201 – 10.2.7.3 $\rightarrow \beta_1 = 0,85$

Según CIRSOC 201 – 10.2.2.1 \rightarrow

$$f^*c = 0,85 f'_c = 0,85 * 30 \text{ MPa} = 25,5 \text{ MPa} = 25500 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Según CIRSOC 201 – EJEMPLOS DE APLICACIÓN.

$$\rightarrow k_{amin} = \frac{1,4}{f^*c} = 1,425,5 \text{ MPa} = 0,055$$

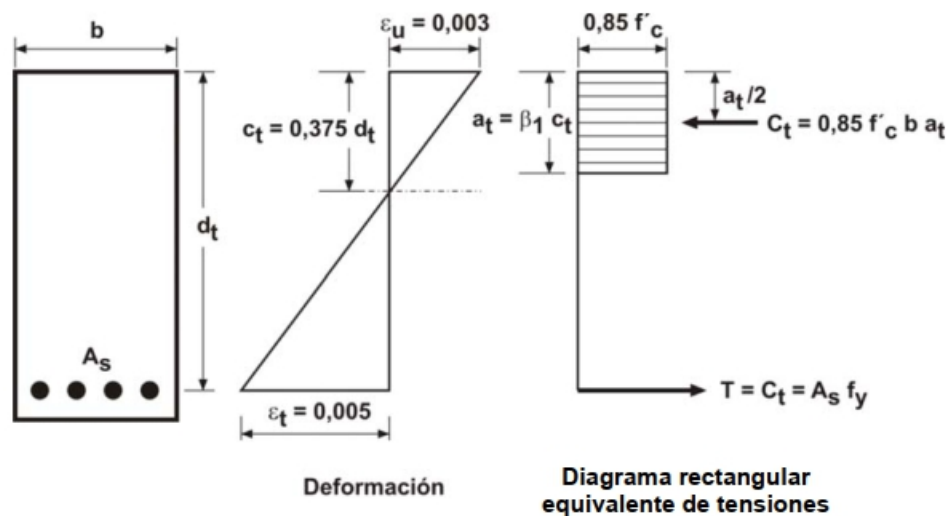


Figura 81: Deformaciones límites en secciones controladas por tracción –Fuente: CIRSOC 201.

6.1.7.5.3. Separación máxima de la armadura principal.

Según CIRSOC 201 – 7.6.5, para losas, la separación de la armadura principal por flexión (sl_{max}) debe ser:

$$sl \leq 2,5 \text{ veces el espesor de la losa } (h) = 2,5 * 20 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

$$sl \leq 25 \text{ db de la barra o alambre de menor diámetro} = 25 * 1 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

$$sl \leq 300 \text{ mm} = 30 \text{ cm}$$

$$sl_{max} = 25 \text{ cm}$$

6.1.7.5.4. Armadura Principal Inferior – Tramo.

a. Momento Nominal.

Según *CIRSOC 201 – 9.1.1* se debe verificar:

$$Md = \phi Mn \geq Mu$$

Md : Resistencia o momento de diseño de la sección.

Mn : Resistencia o momento nominal de la sección.

Mu : Resistencia o momento requerido para resistir las cargas mayoradas en el tramo en etapa 2.

$$Mu = 31,41 \text{ KNm/m}$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura

$$\phi = 0,9$$

$$Mn \geq \frac{Mu}{\phi} = \frac{33,35 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}}{0,9} = 37,1 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}$$

b. Armadura Necesaria.

$$mn = \frac{Mn}{f^*c \cdot bw \cdot d^2} = \frac{37,1 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}}{25500 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 1\text{m} \cdot (0,17\text{m})^2} = 0,050$$

Mn : Resistencia o momento nominal de la sección.

f^*c : Tensión de compresión en el hormigón uniformemente distribuida en la zona de compresión equivalente.

bw : Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular, en mm.

Para una losa, considerada una viga de ancho unitario = 1m

d : Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$ka = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot mn} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,050} = 0,052 < kamin = 0,055$$

$$ka = 0,055$$

$$kc = \frac{ka}{\beta_1} = \frac{0,055}{0,85} = 0,065 < kmax = 0,375$$

→ No se requiere armadura de compresión $A's = 0$

$$Asnec = \frac{ka \cdot f^*c \cdot bw \cdot d}{fy} = \frac{0,055 \cdot 25,5\text{MPa} \cdot 1000\text{mm} \cdot 170\text{mm}}{420\text{MPa}} = 5,67 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$Asnec = 5,67 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$Asnec$: Área de armadura longitudinal traccionada, no tesa, en mm²

fy : Tensión de fluencia especificada para la armadura longitudinal no tesa, en MPa.

c. Verificación de la suposición de sección controlada por tracción de la deformación específica del hormigón en la fibra extrema comprimida por semejanza de triángulos:

$$\frac{\varepsilon}{d-c} = \frac{\varepsilon c + \varepsilon t}{d} \rightarrow \varepsilon t = \varepsilon c \frac{d-c}{c} = \varepsilon c \frac{(1-kc)}{kc} = 3\text{‰} \frac{1-0,065}{0,065} = 43,45\text{‰} > \varepsilon_{tu} = 5\text{‰}$$

Se verifica.

ε_t : Deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal, excluyendo las deformaciones debidas a la tensión efectiva del pretensado, la fluencia lenta, la contracción y las variaciones de temperatura. Por la suposición de sección controlada por tracción $\geq \varepsilon_{tu} = 5\text{‰}$.

ε_c : Deformación específica del hormigón para la resistencia nominal en la fibra comprimida extrema. Por la suposición de sección controlada por tracción $= \varepsilon_{cu} = 3\text{‰}$.

d. Armadura principal inferior adoptada.

- Armadura disponible .

Se dispone del Trilogic calculado anteriormente para la etapa 1, **2Ø10mm cada 0,4m**.

$$A_{sdisp} = 2 \frac{A_{g1c}}{a} = 2 \frac{0,79\text{cm}^2}{0,4\text{m}} = 3,927 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

- Armadura adicional

$$A_{sadic} = A_{snec} - A_{sdisp} = 5,67 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} - 3,927 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 1,740 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

- Armadura adoptada

Considerando la armadura adicional y la separación máxima s_{lmax} ,

se adopta entre los trilogic 2Ø10mm (0,79cm²), separado uniformemente como se observa en la Figura de la armadura trilogic.

$$A_{sadop} = 2 * \frac{0,79\text{cm}^2}{0,4\text{m}} = 3,95 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > A_{sadic} = 1,740 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow BC$$

$$s = \frac{a-b}{n+1} = \frac{40\text{cm} - 9\text{cm}}{2+1} = 10,33\text{cm} < s_{lmax} = 25\text{cm}$$

b: Ancho del Trilogic, medida entre ejes de barras del cordón.

a: Separación entre Trilogic.

n: Número de barras entre Trilogic adoptadas.

6.1.7.5.5. Armadura Principal Superior – Apoyo.

a. Momento Nominal.

Según *CIRSOC 201 – 9.1.1* se debe verificar:

$$Md = \phi Mn \geq Mu$$

Md : Resistencia o momento de diseño de la sección.

Mn : Resistencia o momento nominal de la sección.

Mu : Resistencia o momento requerido para resistir las cargas mayoradas en el apoyo en etapa 2.

$$Mu = 32,41 \frac{KNm}{m}$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura $\phi=0,9$

$$Mn \geq \frac{Mu}{\phi} = \frac{32,41 \frac{KNm}{m}}{0,9} = 36,02 \frac{KNm}{m}$$

b. Armadura Necesaria.

$$mn = \frac{Mn}{f^*c bw d^2} = \frac{36,02 \frac{KNm}{m}}{25500 \frac{KN}{m^2} 1m (0,17m)^2} = 0,048$$

Mn : Resistencia o momento nominal de la sección.

f^*c : Tensión de compresión en el hormigón uniformemente distribuida en la zona de compresión equivalente.

bw : Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular, en mm.

Para una losa, considerada una viga de ancho unitario = 1m

d : Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$ka = 1 - \sqrt{1 - 2 * mn} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,048} = 0,050 < kamin = 0,055$$

$$ka = 0,055$$

$$kc = \frac{ka}{\beta 1} = \frac{0,055}{0,85} = 0,065 < kmax = 0,375$$

→ No se requiere armadura de compresión $A's = 0$

$$Asnec = \frac{ka f^*c bw d}{fy} = \frac{0,055 * 25,5MPa 1000mm 170mm}{420MPa} = 566,7 \frac{mm^2}{m}$$

$$Asnec = 5,67 \frac{cm^2}{m}$$

$Asnec$: Área de armadura longitudinal traccionada, no tesa, en mm²

fy : Tensión de fluencia especificada para la armadura longitudinal no tesa, en MPa.

c. Verificación de la suposición de sección controlada por tracción de la deformación específica del hormigón en la fibra extrema comprimida por semejanza de triángulos:

$$\frac{\varepsilon}{d-c} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_t}{d} \rightarrow \varepsilon_t = \varepsilon_c \frac{d-c}{c} = \varepsilon_c \frac{(1-kc)}{kc} = 3\text{‰} \frac{1-0,065}{0,065} = 43,44\text{‰} > \varepsilon_{tu} = 5\text{‰}$$

Se verifica.

ε_t : Deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal, excluyendo las deformaciones debidas a la tensión efectiva del pretensado, la fluencia lenta, la contracción y las variaciones de temperatura. Por la suposición de sección controlada por tracción $\geq \varepsilon_{tu} = 5\text{‰}$.

ε_c : Deformación específica del hormigón para la resistencia nominal en la fibra comprimida extrema. Por la suposición de sección controlada por tracción $= \varepsilon_{cu} = 3\text{‰}$.

d. Armadura principal superior adoptada

- Armadura disponible

Se dispone del Trilogic calculado anteriormente para la etapa 1, **1Ø12mm cada 0,4m**.

$$A_{sdisp} = \frac{Ag_{1t}}{a} = \frac{1,13\text{cm}^2}{0,4\text{m}} = 2,83 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

- Armadura adicional

$$A_{sadic} = A_{snec} - A_{sdisp} = 5,67 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} - 2,83 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 2,84 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

- Armadura adoptada

Considerando la armadura adicional y la separación máxima s_{lmax} ,
se adopta entre los trilogic 2Ø10mm (0,79cm²), separado uniformemente.

$$A_{sadop} = 2 * \frac{0,79\text{cm}^2}{0,4\text{m}} = 3,95 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > A_{sadic} = 2,84 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow BC$$

$$s = \frac{a}{n+1} = \frac{40\text{cm}}{2+1} = 13,3\text{cm} < s_{lmax} = 25\text{cm}$$

b: Ancho del Trilogic, medida entre ejes de barras del cordón.

a: Separación entre Trilogic.

n: Número de barras entre Trilogic adoptadas.

6.1.7.5.6. Armadura Superior en Voladizo.

a. Momento Nominal.

Según CIRSOC 201 – 9.1.1 se debe verificar:

$$M_d = \phi M_n \geq M_u$$

M_d : Resistencia o momento de diseño de la sección.

M_n : Resistencia o momento nominal de la sección.

M_u : Resistencia o momento requerido para resistir las cargas mayoradas en el apoyo en etapa 2.

$$M_u = 15,78 \frac{KNm}{m}$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura

$\phi=0,9$

$$M_n \geq \frac{M_u}{\phi} = \frac{15,78 \frac{KNm}{m}}{0,9} = 17,54 \frac{KNm}{m}$$

b. Armadura Necesaria.

$$mn = \frac{M_n}{f^* c b w d^2} = \frac{17,54 \frac{KNm}{m}}{25500 \frac{KN}{m^2} 1m (0,17m)^2} = 0,0238$$

M_n : Resistencia o momento nominal de la sección.

f^*c : Tensión de compresión en el hormigón uniformemente distribuida en la zona de compresión equivalente.

bw : Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular, en mm.

Para una losa, considerada una viga de ancho unitario = 1m

d : Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$ka = 1 - \sqrt{1 - 2 * mn} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0238} = 0,024 < k_{amin} = 0,055$$

$$ka = 0,055$$

$$kc = \frac{ka}{\beta_1} = \frac{0,055}{0,85} = 0,064 < k_{cmax} = 0,375$$

→ No se requiere armadura de compresión $A's = 0$

$$As_{nec} = \frac{ka f^* c b w d}{f_y} = \frac{0,055 * 25,5MPa * 1000mm * 170mm}{420MPa} = 566,7 \frac{mm^2}{m}$$

$$As_{nec} = 5,67 \frac{cm^2}{m}$$

As_{nec} : Área de armadura longitudinal traccionada, no tesa, en mm²

f_y : Tensión de fluencia especificada para la armadura longitudinal no tesa, en MPa.

c. Verificación de la suposición de sección controlada por tracción de la deformación específica del hormigón en la fibra extrema comprimida por semejanza de triángulos:

$$\frac{\varepsilon}{d-c} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_t}{d} \rightarrow \varepsilon_t = \varepsilon_c \frac{d-c}{c} = \varepsilon_c \frac{(1-kc)}{kc} = 3\text{‰} \frac{1-0,064}{0,064} = 43,44\text{‰} > \varepsilon_{tu} = 5\text{‰}$$

Se verifica.

ε_t : Deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal, excluyendo las deformaciones debidas a la tensión efectiva del pretensado, la fluencia lenta, la contracción y las variaciones de temperatura. Por la suposición de sección controlada por tracción $\geq \varepsilon_{tu} = 5\text{‰}$.

ε_c : Deformación específica del hormigón para la resistencia nominal en la fibra comprimida extrema. Por la suposición de sección controlada por tracción $= \varepsilon_{cu} = 3\text{‰}$.

d. Armadura principal superior adoptada.

• **Armadura disponible.**

Se dispone del Trilogic calculado anteriormente para la etapa 1, 1Ø12mm cada 0,4m.

$$A_{sdisp} = \frac{Ag1t}{a} = \frac{1,13cm^2}{0,4m} = 2,83 \frac{cm^2}{m}$$

• **Armadura adicional.**

$$A_{sadic} = A_{snec} - A_{sdisp} = 5,667 \frac{cm^2}{m} - 2,83 \frac{cm^2}{m} = 2,84cm^2m$$

• **Armadura adoptada.**

Considerando la armadura adicional y la separación máxima sl_{max} , se adopta entre los trilogic 2Ø10mm (0,79cm²), separado uniformemente.

$$A_{sadop} = 2 * \frac{0,79cm^2}{0,4m} = 3,95 \frac{cm^2}{m} > A_{sadic} = 2,84 \frac{cm^2}{m} \rightarrow BC$$

$$s = \frac{a}{n+1} = \frac{40cm}{2+1} = 13,3cm < sl_{max} = 25cm$$

b: Ancho del Trilogic, medida entre ejes de barras del cordón.

a: Separación entre Trilogic.

n: Número de barras entre Trilogic adoptadas.

6.1.7.6. ETAPA EN SERVICIO: ARMADURA SECUNDARIA

Según *CIRSOC 201 – 7.12.1*, las losas donde la armadura de flexión está dispuesta en una sola dirección, se debe colocar armadura en dirección perpendicular a ella para resistir los esfuerzos debidos a la contracción y a la temperatura.

6.1.7.6.1. Armadura Secundaria Necesaria

Según *CIRSOC 201 – Tabla 7.12.2.1*: “Cuantía mínima ($\rho = A_s / bh$) totales para la armadura de contracción y temperatura”:

(a) En losas donde se utilicen barras conformadas con ADN 420, ADN 420S ó mallas soldadas de alambre liso → **Cuantía mínima: $\rho = 0,0018$**

Observaciones: Para la determinación de la cuantía mínima de la armadura secundaria, si bien se tienen distintos tipos de acero (ADN 420 y ATR 500N) y distintas tensiones de fluencia, se trabaja con la menor estando del lado de la seguridad.

$$A_{sec\ nec} = \rho (h b) = 0,0018 * 20cm * 100cm = 3,60 \frac{cm^2}{m}$$

6.1.7.6.2. Separación máxima de la armadura secundaria

Según *CIRSOC 201 – 7.12.2.2*, la separación máxima de la armadura de contracción y temperatura debe ser:

$$S_{sec\ max} \leq 3 \text{ veces el espesor de la losa } (h) = 3 * 18cm = 54cm$$

$$s_{sec\ max} \leq 300mm = 30cm$$

$$s_{sec\ max} = 30cm$$

6.1.7.6.3. Armadura secundaria adoptada

Se adopta **1Ø8mm cada 15cm** como armadura secundaria verificando:

$$A_{sec\ adop} = 2 * \frac{3,14 * \frac{\emptyset^2}{4}}{sep} = 2 * \frac{3,14 * \frac{0,8^2}{4}}{0,15m} = 6,7 \frac{cm^2}{m} > A_{sec\ nec} = 3,24 \frac{cm^2}{m}$$

6.1.8. VERIFICACION COMO ELEMENTO DE HORMIGON CONSTITUIDO EN ETAPAS.

6.1.8.1. Estribos para corte horizontal.

6.1.8.1.1. Estribos necesarios.

Según *CIRSOC 201 – 17.6*, cuando se opte por colocar estribos para transmitir el corte horizontal se deben verificar las siguientes condiciones:

a. Separación máxima de estribos.

$$sv_{max} \leq \begin{cases} 4 \text{ veces la menor dimensión del elemento soportado } (hc) = 4 * 13cm = 52cm \\ 400mm = 40cm \end{cases}$$

$$sv_{max} = 40cm$$

hc : Espesor o altura de la capa de compresión, hormigón colado in-situ.

b. Área de estribos mínima.

Según *CIRSOC 201 - 11.5.6.3*:

$$Av_{mins} = \frac{1}{16} \sqrt{f'c} \frac{bw}{f_{yt}} \geq 0,33 \frac{bw}{f_y}$$

bw : Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular, en mm. Para este análisis se considera el ancho de las piezas prefabricadas (a).

$$\rightarrow bw = 0,4m = 400mm$$

$\sqrt{f'c}$: Raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, en MPa. Debe ser $\leq 8,3MPa$. Para hormigón armado (H-30):

$$\sqrt{f'c} = \sqrt{30MPa} = 5,48 MPa < 8,3 MPa$$

f_y : Tensión de fluencia especificada da la armadura transversal no tesa, en MPa. Se consideran las diagonales de los Trilogic, $f_y = 500MPa$

$$Av_{mins} = \frac{1}{16} \sqrt{30MPa} \frac{400mm}{500MPa} = 0,2739 \frac{mm^2}{mm} \geq 0,33 \frac{400mm}{500MPa} = 0,26 \frac{mm^2}{mm}$$

$$Av_{mins} = 0,2739 \frac{mm^2}{mm} = 2,73 \frac{cm^2}{m}$$

6.1.8.1.2. Estribos disponibles.

Se dispone como estribos para transmitir el corte horizontal a las diagonales del Trilogic, las cuales poseen las siguientes características.

$$\frac{A_v}{s} = \frac{4 A_d}{s} = \frac{1,12 \text{ cm}^2}{0,2 \text{ m}} = 5,65 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > \frac{A_{vmin}}{s} = 2,73 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow BC$$

A_v : Área de la armadura de corte en una separación s disponible. Se dispone de las diagonales del Trilogic:

$$A_v = 4 A_d = 4(0,28 \text{ cm}^2) = 1,12 \text{ cm}^2$$

s : Separación entre los centros de los elementos que constituyen la armadura transversal. Se puede considerar como separación media el paso entre las diagonales, entonces:

$$s = 0,2 \text{ m} = 20 \text{ cm} < s_{vmax} = 40 \text{ cm} \rightarrow BC$$

6.1.8.2. Verificación resistencia al corte horizontal.

Según *CIRSOC 201 – 17.5.2* se debe verificar que:

$$d \geq 0,8 h \rightarrow 17 \text{ cm} > 0,8 * (15 \text{ cm}) = 16 \text{ cm} \rightarrow BC$$

d : Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada tesa o no tesa.

h : Espesor o altura total de la sección transversal.

Según *CIRSOC 201 – 17.5.3* se debe verificar que:

$$V_d h = \phi V_n h \geq V_u$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia. Para corte en combinaciones que no incluyan sismo, según *CIRSOC 201 – 9.3.2.3* = 0,75

V_u : Esfuerzo de corte mayorado en la sección considerada, en N. Se toma el valor más desfavorable. Se considerará en un ancho $b_v = 0,4 \text{ m}$. El máximo esfuerzo de corte mayorado en la etapa 2 es:

$$V_u = 83,21 \frac{\text{KN}}{\text{m}} * 0,4 \text{ m} = 33,28 \text{ KN} = 33284 \text{ N}$$

V_n : Resistencia nominal al corte horizontal. Según *CIRSOC 201 – 17.5.3.3*, cuando se coloquen estribos mínimos de acuerdo con lo indicado con el artículo 17.6 y las superficies de contacto estén limpias, libres de lechada y se haya hecho intencionalmente rugosas con una profundidad aproximada de 5mm, la resistencia al corte $V_n h$ es:

$$V_n h = (1,8 + 0,6 \rho_v f_y t) \lambda b_v d \leq 3,5 b_v d$$

ρ_v : Relación entre el área de estribos y el área de la superficie de contacto: $A_v/b_v s$.

$$\rho_v = \frac{A_v}{b_v s} = 5,6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \frac{1}{0,4 \text{ m}} = 14 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}^2} \frac{1 \text{ m}^2}{(100 \text{ cm})^2} = 0,0014 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}^2}$$

f_{yt} : Tensión de fluencia especificada de la armadura transversal no tesa, en MPa.

Se consideran las diagonales de los Trilogic = 500MPa

b_w : Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular, en mm. Para este análisis se considera el ancho de las piezas prefabricadas (a).

λ : Factor de modificación relacionado con la densidad del hormigón. Según CIRSOC 201- 11.7.4.3 para hormigón de densidad normal =1

$$V_{nh} = (1,8 + 0,6 (0,0014)(500))(1)(400\text{mm})(170\text{mm}) \leq 3,5 * 400\text{mm} * 150\text{mm}$$

$$\rightarrow 151225N \leq 238000N$$

$$V_{dh} = 0,75 * 151225N = 113419N > V_u = 33284N$$

6.1.9. ESQUEMA RESUMEN.

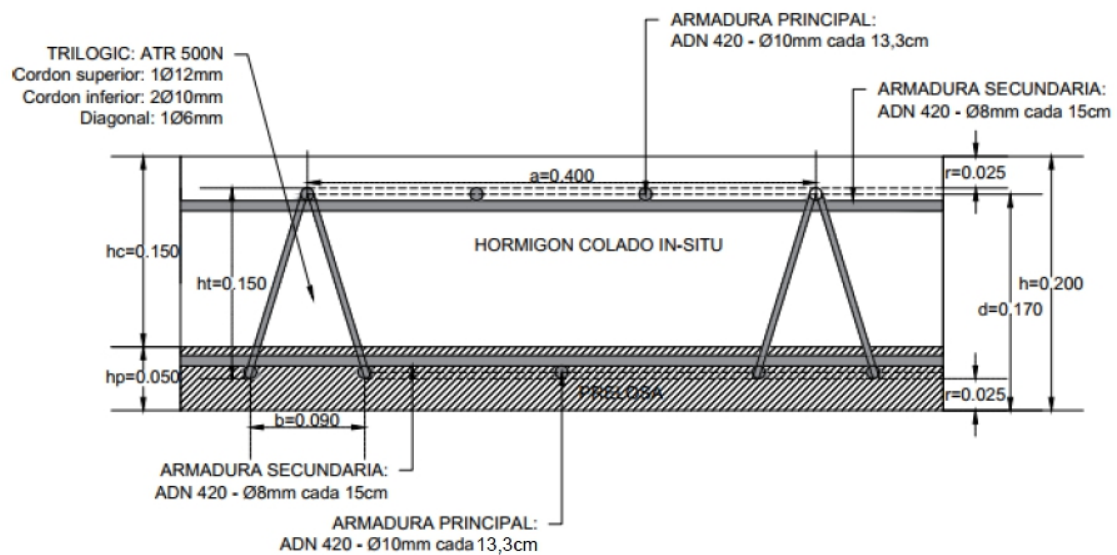


Figura 82: Diseño de prelasas - Fuente: Elaboración Propia.

6.2. VIGAS PRINCIPALES.

6.2.1. DATOS.

6.2.1.1. DISEÑO.

Viga de hormigón pretensado postesado con adherencia.

Clase de exposición A3.

Simplemente apoyadas en estribos.

Hormigón:

- H-35:

Clase de elemento pretensado T (transición)

Resistencia a la compresión (28 días) $f'c=35 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidad (28 días) $E_c=4700 \sqrt{f'c}=27806 \text{ MPa}$

Resistencia a la compresión (momento de tesado) $f'ci=0,7 (35 \text{ MPa}) = 25 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidad (momento de tesado) $E_{ci}=4700 \sqrt{f'ci}=23264 \text{ MPa}$

Acero:

- Armadura activa C-1900:

Cordón de 7 alambres

Diámetro de cordón $dn=12,7 \text{ mm}$

Sección de cordón $A_{ps1}=98,7 \text{ mm}^2=9,87 \times 10^{-5} \text{ m}^2$

Resistencia a la tracción $f_{pu}=1864 \text{ MPa}$

Límite de fluencia $f_y=1682 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidad $E_{ps}=195000 \text{ MPa}$

- Armadura pasiva ADN 420.

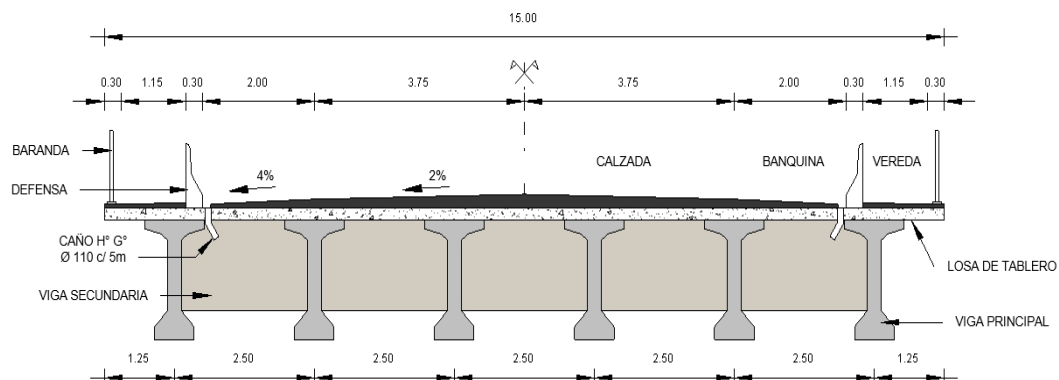


Figura 83: Diseño vigas principales – Fuente: Elaboración propia.

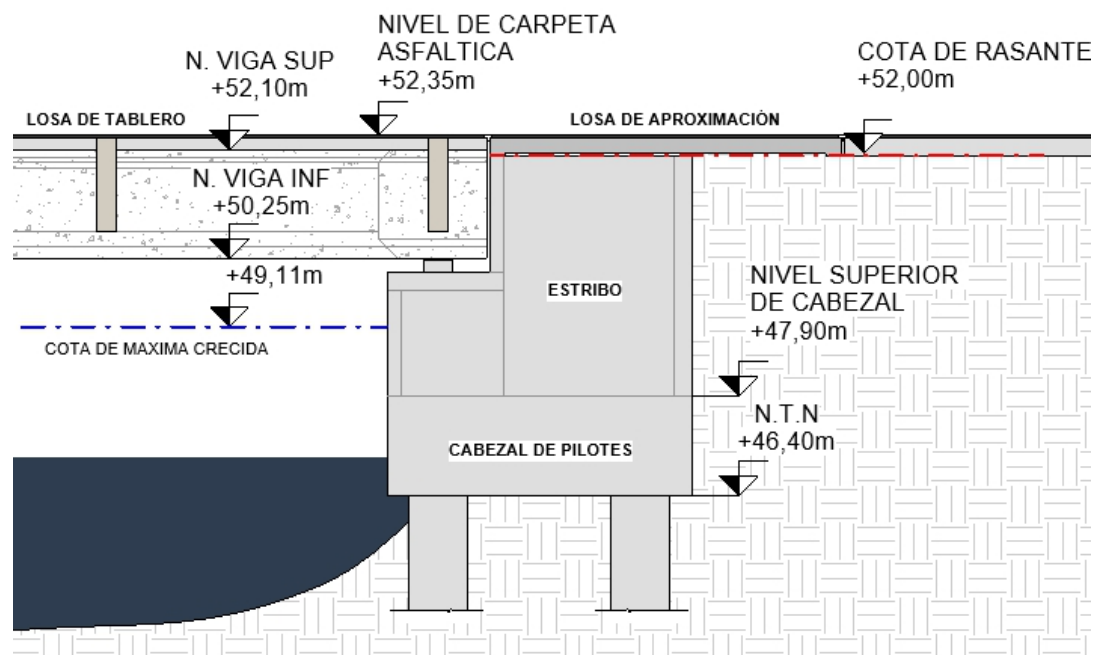


Figura 84: Ubicación vigas principales – Fuente: Elaboración propia.

6.2.1.2. LUCES DEL CÁLCULO.

Como lo indica BCPHA (DNV) – B.5.B.I, la luz de cálculo es: $l_{cal} = l_c = 30m$.

l_{cal} : Luz de cálculo.

l_c : Luz entre centro de apoyo.

6.2.2. ANÁLISIS DE CARGAS.

6.2.2.1. CARGAS PERMANENTES.

6.2.2.1.1. Peso propio viga principal:

Se realiza el cálculo estimando el peso propio de la viga principal tomando el 90% de la sección en el tramo más el 10% de la sección en el apoyo y teniendo como referencia otros trabajos realizados por profesionales. Para ese caso:

$$A_{perfil} = 90\%A_{gtramo} + 10\%A_{gapoyo} = 0,806m^2$$

$$ppvp = A_{perfil} * \gamma_h = 0,806m^2 * 25 \frac{KN}{m^3} = 20,15KN/m$$

6.2.2.1.2. Peso propio losa de tablero.

$$pplt = \frac{bt * ht * \gamma_H A^\circ}{n^\circ vp} = \frac{15m * 0,20m * 25KNm^3}{6} = 12,5 \frac{KN}{m}$$

6.2.2.1.3. Peso propio viga secundaria.

$$Pvs = hvs * bvs * Lvs * \gamma h^{\circ} = 1,60m * 0,35m * 12,50m * 25 \frac{KN}{m^3} = 175KN$$

$$ppvs = \frac{1}{n^{\circ}vp} \frac{(n^{\circ}vs - 2) * Pvs}{Lvp} = \frac{1}{6} \left(\frac{(6 - 2) * 175KN}{30m} \right) = 3,89 \frac{KN}{m}$$

6.2.2.1.4. Peso propio carpeta de rodamiento.

$$ppcr = \frac{bcr * hcr * \gamma CA}{n^{\circ}vp} = \frac{15m * \frac{0,05m + 0,205}{2} * 22KNm^3}{6} = 7,01 \frac{KN}{m}$$

6.2.2.1.5. Peso propio vereda.

$$ppver = 2 \frac{ppcr + ppb + ppv}{n^{\circ}vp} = \frac{2 \left(\frac{0,05 + 0,075}{2} m * 1,25m * \frac{22KN}{m^3} + \frac{0,5KN}{m} \right)}{6} = 0,74 \frac{KN}{m}$$

6.2.2.1.6. Peso propio TOTAL.

$$pp = ppvp + ppt + ppvs + ppcr + ppver = 44,29 \frac{KN}{m}$$

6.2.2.2. IMPACTO.

Según BCPHA A.2.C, para el cálculo de los esfuerzos originados por la sobrecarga, la misma debe ser afectada por un coeficiente de impacto según la *Tabla N°2 (FIGURA VI.1.16)* del mismo capítulo. A la multitud compacta sobre veredas no se le debe aplicar este factor.

También se deben calcular sin impacto las tensiones en la infraestructura y la fundación.

Para viga principal que íntegramente forma parte del tablero:
 $\phi = 1,2$

6.2.2.3. SOBRECARGA ACCIDENTAL.

Según BCPHA (DNV) A.2.B, el puente es de categoría A-25 (aplanadora 25Tn.), ya que pertenece a una red de camino secundario y está sometido a tránsito de vehículos pesados.

Correspondiendo las siguientes sobrecargas.

6.2.2.4. SOBRECARGA EN VEREDAS.

Para A-25 según BCPHA (DNV) - TABLA N° 1 → sobrecarga en veredas = $4 \frac{KN}{m^2}$

$$sv = SV * \frac{bv}{n^{\circ}vp} = 4 \frac{KN}{m^2} * \frac{1,25m}{6} = 1,67 \frac{KN}{m^2}$$

6.2.2.5. MULTITUD COMPACTA.

Para A-25 según BCPHA (DNV) - TABLA N° 1 → sobrecarga en calzada = $6 \frac{KN}{m^2}$

$$mc = MC * \frac{b_{calzada} * \varphi}{n^{°vp}} = 6 \frac{KN}{m^2} * \frac{(15m - 2 * 1,25m) * 1,2}{6} = 15 \frac{KN}{m^2}$$

6.2.2.6. APLANADORA.

Se considera la carga del rodillo trasero y delantero de la aplanadora por separado, según las áreas de influencia de cada uno, suponiendo la situación más crítica de 2 aplanadoras (una en cada faja de circulación).

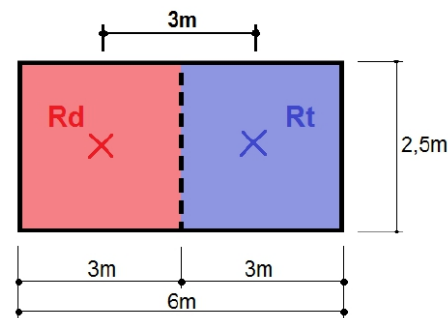


Figura 85: Esquema superficie de influencia, cargas del rodillo trasero y delantero de la aplanadora. Fuente: Elaboración propia.

a. Rodillo delantero.

Para A-25 → Carga en el rodillo delantero = 100 KN

$$Pd = 2 \varphi \frac{Rt - 2,5m * 3m * MC}{n^{°vp}} = 2 * 1,2 * \frac{100KN - 2,5m * 3m * 6 \frac{KN}{m^2}}{6} = 22 KN$$

b. Rodillo trasero.

Para A-25 → Carga en el rodillo trasero = 2(75KN) = 150 KN

$$Pt = 2 \varphi \frac{Rt - 2,5m * 3m * MC}{n^{°vp}} = 2 * 1,2 * \frac{150KN - 2,5m * 3m * 6 \frac{KN}{m^2}}{6} = 42 KNSOLICITACIONES.$$

6.2.2.7. CARGAS PERMANENTES D.

Se determinarán las solicitaciones para cada estado con las distintas cargas distribuidas para diferentes secciones que serán de interés en las siguientes verificaciones.

Se tendrán distintos estados por carga permanentes que tendrán que ver con las distintas etapas que pasará la viga principal hasta llegar a su condición de servicio:

Estado 1: Transporte y colocación in situ

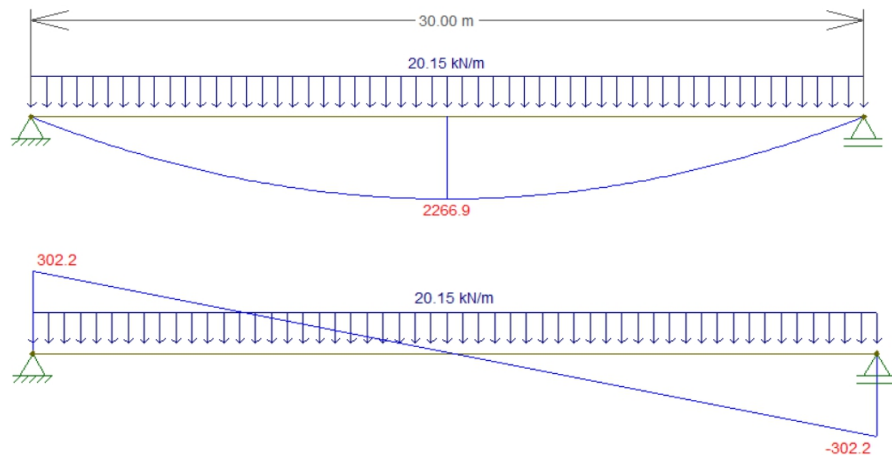
Estado 2: Colado del hormigón de la losa de tablero y las vigas secundarias in situ

Estado 3: Cargas permanentes luego del colado del tablero

Total: Puente en servicio

6.2.2.7.1. Estado 1: Prefabricación.

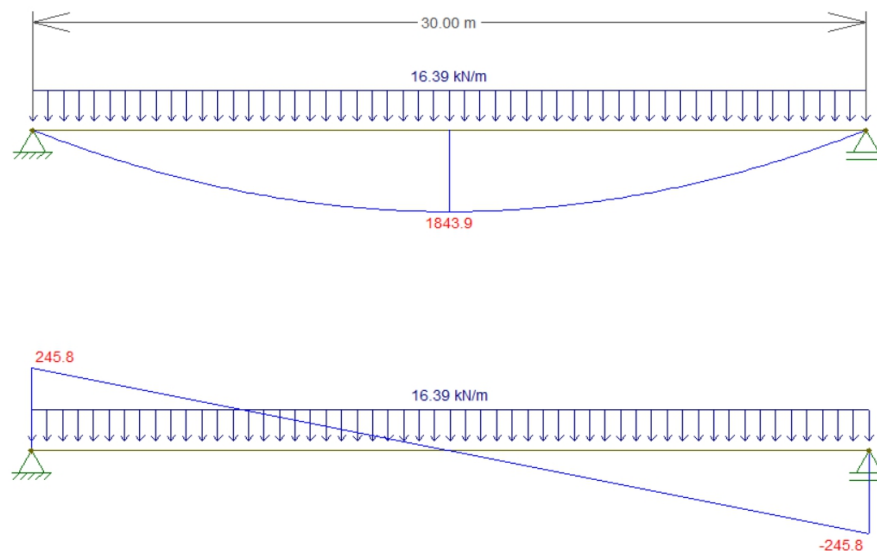
$$q = ppvp = 20,15 \frac{KN}{m} ; l = 30 m$$



$$Md1 = 2267 \frac{KNm}{m} ; Vd1 = 302 \frac{KN}{m}$$

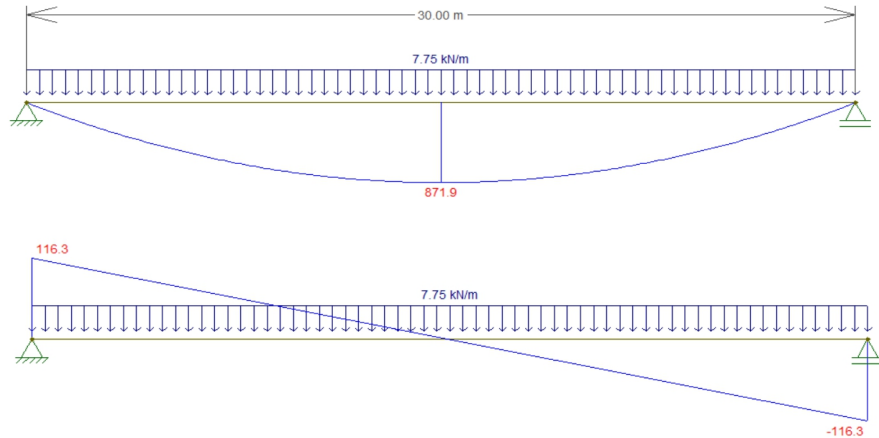
6.2.2.7.2. Estado 2: Colado del tablero.

$$q = pp_{lt} + pp_{vs} = 12,50 \frac{KN}{m} + 3,89 \frac{KN}{m} = 16,39 \frac{KN}{m} ; l = 30 m$$



$$Md2 = 1844 \frac{KNm}{m} ; Vd2 = 246 \frac{KN}{m}$$

6.2.2.7.3. Estado 3: Cargas permanentes luego del colado del tablero.



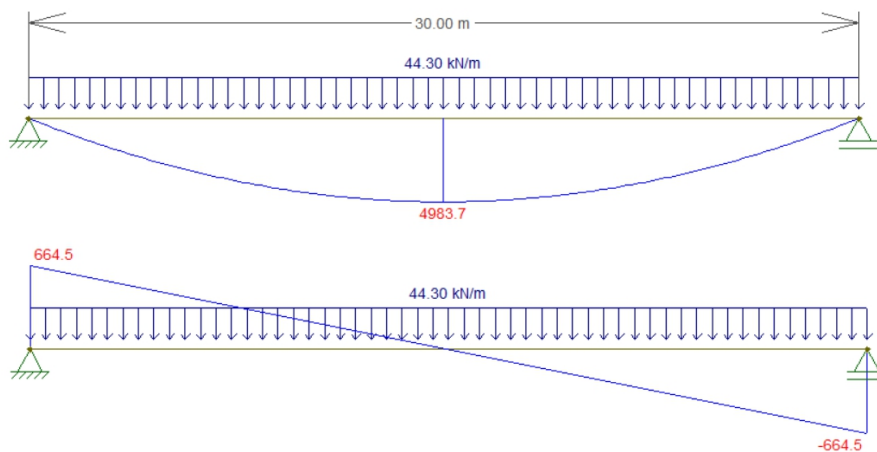
$$q = pp_{cr} + pp_{ver} = 7,01 \frac{KN}{m} + 0,74 \frac{KN}{m} = 7,75 \frac{KN}{m} ; l = 30 m$$

$$Md3 = 872 \frac{KNm}{m}; Vd3 = 116 \frac{KN}{m}$$

6.2.2.7.4. Solicitaciones totales: Puente en servicio.

$$q = pptot = ppvp + pplt + ppvs + pp_{cr} + ppv$$

$$q = pptot = 20,15 \frac{KN}{m} + 12,50 \frac{KN}{m} + 3,89 \frac{KN}{m} + 7,01 \frac{KN}{m} + 0,74 \frac{KN}{m} = 44,3 \frac{KN}{m} ; l = 30 m$$



$$Md4 = 4984 \frac{KNm}{m}; Vd4 = 665 \frac{KN}{m}$$

6.2.2.8.SOBRECARGAS ACCIDENTALES L.

Para la determinación de las máximas solicitaciones, se debe considerar distintas posiciones de la aplanadora, por ello se consideran los siguientes estados:

Estado 1: Aplanadora en el extremo izquierdo

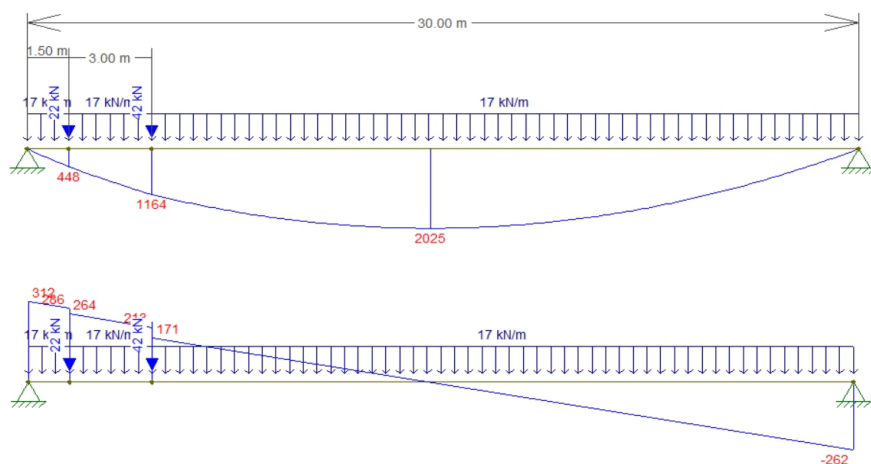
Estado 2: Aplanadora en el centro de la viga (máximo momento flector)

Estado 3: Aplanadora en el extremo derecho

Todos los estados tienen en cuenta la multitud compacta en calzada (la peor condición por sobre la multitud compacta de vereda)

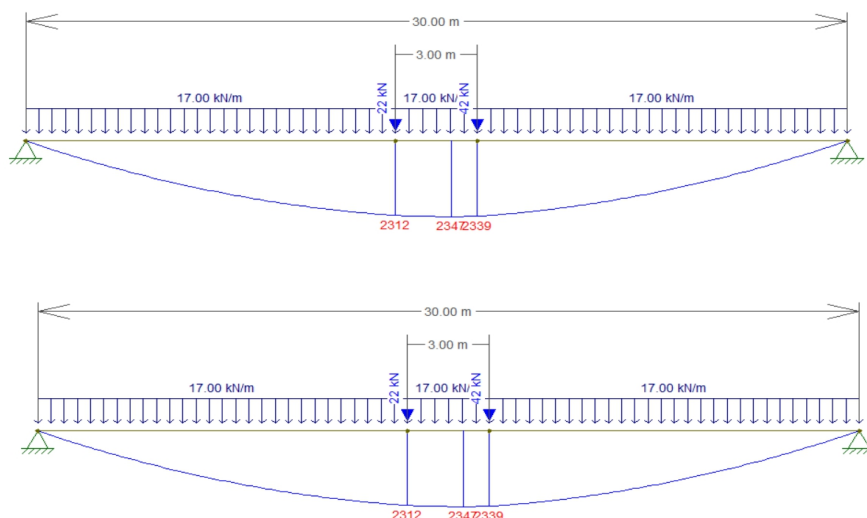
Los rodillos están separados a 3m y se considera una distancia de 1,5m desde los rodillos hasta el extremo de la aplanadora.

6.2.2.8.1.Estado 1: Aplanadora en el extremo izquierdo.



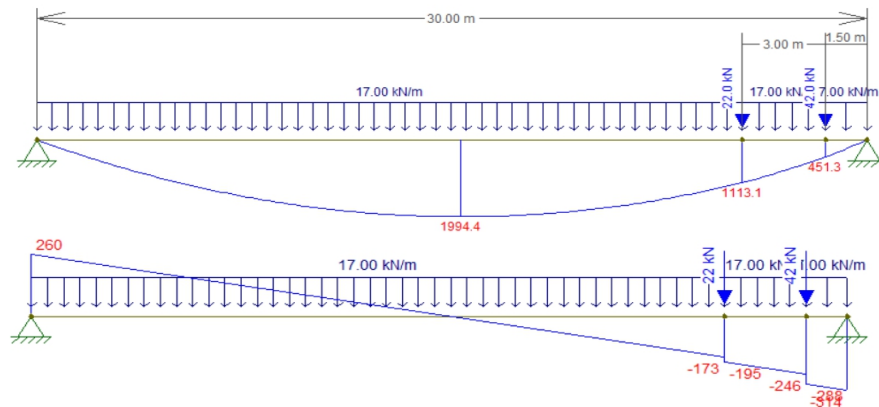
$$Ml1 = 2025 \frac{KNm}{m}; Vl1 = 312 \frac{KN}{m}$$

6.2.2.8.2.Estado 2: Aplanadora en el centro de la viga (máximo momento flector).



$$Ml2 = 2347 \frac{KNm}{m}; Vl2 = 288 \frac{KN}{m}$$

6.2.2.8.3. Estado 3: Aplanadora en el extremo derecho.



$$Ml3 = 1994 \frac{KNm}{m} ; Vl3 = 314 \frac{KN}{m}$$

6.2.3. PREDIMENSIONADO DE LA SECCIÓN.

6.2.3.1. POR DEFORMACIÓN.

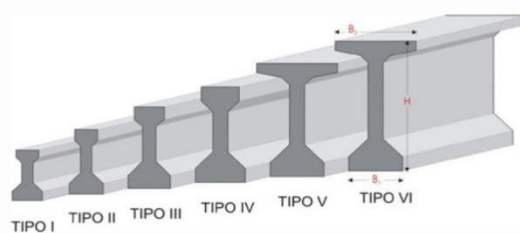
Las recomendaciones prácticas indican que para hormigón pretensado la altura de la sección compuesta debe estar entre:

$$\frac{L}{20} = \frac{30m}{20} = 1,50 m \leq H \leq \frac{L}{15} = \frac{30m}{15} = 2 m$$

6.2.3.2. POR RECOMENDACIÓN DE AAHP.

Según AAHP (Asociación Argentina de hormigón pretensado), para L=30m recomienda una sección TIPO VI; la cual fue adoptada y calculado en una primera instancia, pero requería de un volumen de armadura tesa considerable y a su vez el porcentaje de pérdidas de cargas totales era superiores a los valores recomendados.

Propiedades de secciones de trabes AASHTO para puentes					
Tipo	H (cm)	B1 (cm)	B2 (cm)	Claro (m)	A (cm²)
I	71	40	30	10 a 13	1,743
II	91	45	30	12 a 18	2,325
III	115	56	40	16 a 24	3,629
IV	135	66	50	21 a 30	4,974
V	160	71	105	27 a 36	6,463
VI	185	71	105	30 a 42	7,787



Por lo que optamos por aumentar la altura de la viga tipo VI.

Figura 86. Secciones Tipo Vigas principales. Fuente: “Norma para la tipificación de vigas de hormigón pretensado pre moldeadas para puentes carreteros (diciembre, 1973)”.

6.2.3.3. SECCIÓN DE LA VIGA ADOPTADA.

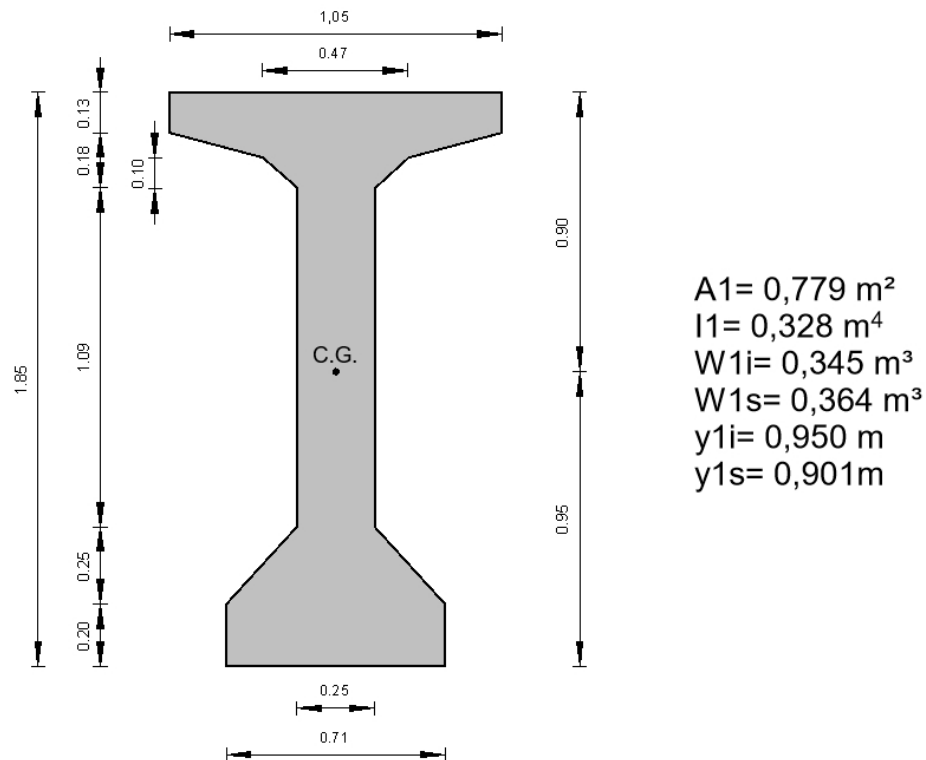


Figura 87. Secciones Vigas Tipo VI Tramo. Fuente: “Norma para la tipificación de vigas de hormigón pretensado pre moldeadas para puentes carreteros (diciembre, 1973)”.

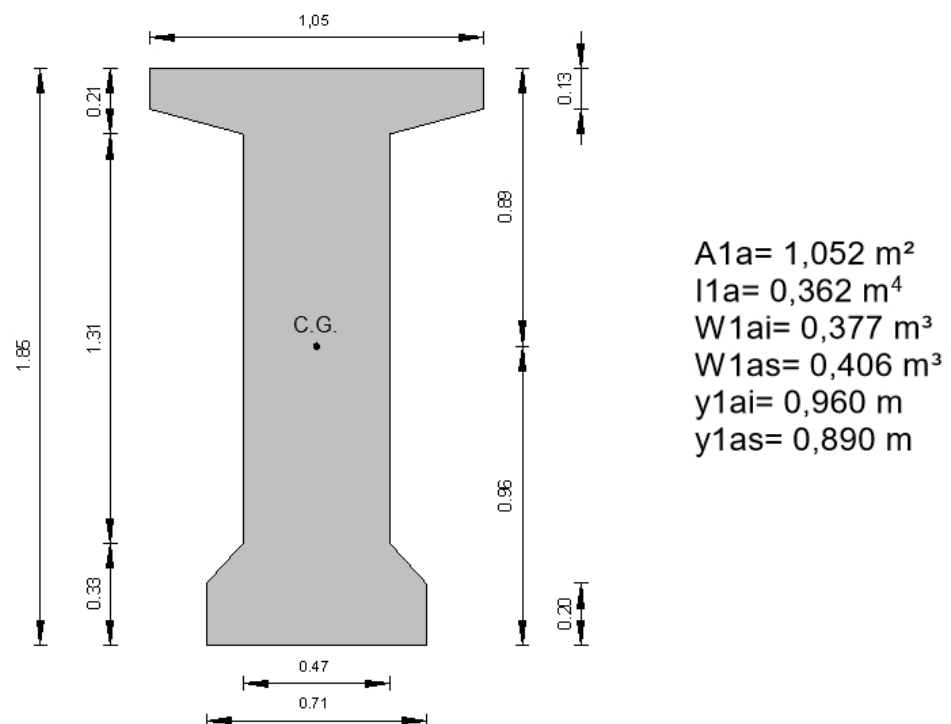


Figura 88. Secciones Vigas Tipo VI Apoyo. Fuente: “Norma para la tipificación de vigas de hormigón pretensado pre moldeadas para puentes carreteros (diciembre, 1973)”.

6.2.3.4. VERIFICACIÓN DE PESO PROPIO ADOPTADO EN ANÁLISIS DE CARGA

$$ppvp = 0,9 * 0,778 \text{ m}^2 * \frac{25 \text{ KN}}{\text{m}^3} + 0,1 * 1,052 \text{ m}^2 * \frac{25 \text{ KN}}{\text{m}^3} = 20,15 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$ppvp = ppvp_{\text{adoptado}} \therefore BC$$

6.2.3.5. ANCHO COLABORANTE DE LOSA DE TABLERO.

Según CIRSOC 201 (versión 2005) – 8.10.2, para viga T bajo losa:

$$bizq_{der} \leq \left\{ \frac{8 * hf}{\text{Distancia libre entre vigas}} \right.$$

$$bizq_{der} \leq \left\{ \begin{array}{l} 8 * hf = 8 * 0,2 \text{ m} = 1,6 \text{ m} \\ \frac{luz \text{ de losa} - bs}{2} = \frac{2,5 \text{ m} - 1,05 \text{ m}}{2} = 0,725 \text{ m} \end{array} \right.$$

bs(ancho de viga en el nivel superior).

En el extremo del voladizo solo disponemos de:

$$lvol - \frac{bs}{2} = 1,25 \text{ m} - \frac{1,05 \text{ m}}{2} = 0,725 \text{ m}$$

Las calidades de hormigón de losa (H-30: $E_l = 25.743 \text{ MPa}$) y de viga principal (H-35: $E_v = 27.806 \text{ MPa}$) son distintas, por lo que se debe homogeneizar la sección compuesta. Finalmente, el ancho colaborante homogenizado es:

$$bl = \frac{E_l}{E_v} (bizq + bs + bder) = \frac{25743 \text{ MPa}}{27806 \text{ MPa}} (0,725 \text{ m} + 1,05 \text{ m} + 0,725 \text{ m}) = 2,32 \text{ m}$$

6.2.3.6. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN COMPUESTA ADOPTADA.

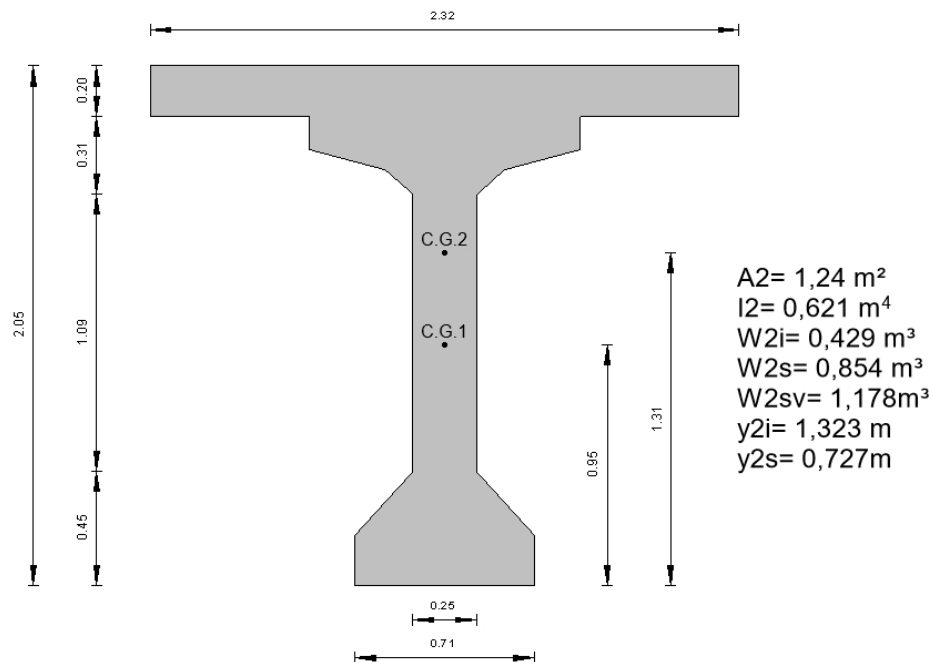


Figura 89. Secciones Vigas compuesta Tipo VI Tramo. Fuente: Elaboración propia.

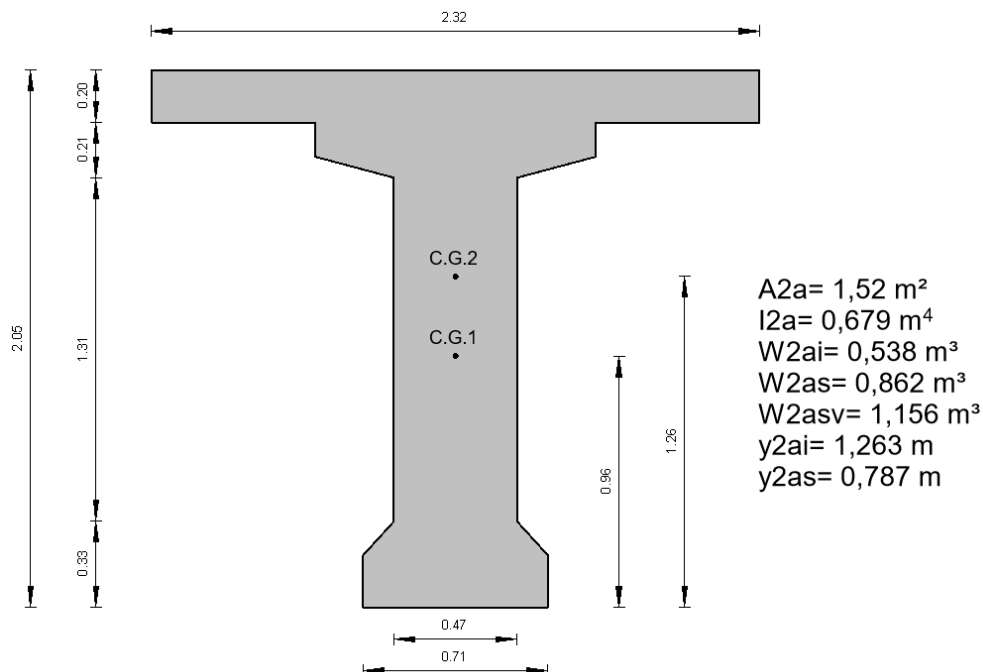


Figura 90. Secciones Vigas compuesta Tipo VI Tramo. Fuente: Elaboración propia.

6.2.3.7. RECUBRIMIENTO MÍNIMO.

Según *CIRSOC 201– Tabla 7.7.3*: “Recubrimientos mínimos para hormigón prefabricado (elaborado en condiciones de control en plana) para las clases de exposición A1 y A2”: Hormigón que una vez desencofrado está en contacto con el suelo o expuesto al aire libre.

Otros elementos (no tabique)

Para cables de pretensado con $db \leq 15mm$

$$r_{min} = 20mm = 2cm$$

r_{min} : Distancia desde la superficie del hormigón hasta la superficie exterior de la armadura a la que se le aplica el recubrimiento.

La clase de exposición de la estructura es A3, según esta misma tabla para este caso se debe incrementar 30% el recubrimiento anterior:

$$r_{A3min} = 1,3r_{min} = 1,3 * 20mm = 26mm = 2,6cm$$

Según *CIRSOC 201 – 7.7.5.1*, para elementos de hormigón pretensado clasificado como Clase T expuestos a ambientes agresivos o corrosivos, o a otras clases severas de exposición el recubrimiento mínimo de la armadura pretensada se deberá incrementar un 50%.

$$r_{minP} = 1,5 * r_{A3min} = 1,5 * 26 mm = 39 mm = 3,9cm$$

Adoptamos los siguientes valores de r_{inf} y r_{lat}

$$r_{inf} = 44 mm = 4,4 cm > r_{A3min} = 3,9 cm$$

$$r_{lat} = 45 mm = 4,5 cm > r_{A3min} = 3,9 cm$$

6.2.3.8. VAINA.

Según PRECON S.R.L. – “Manual técnico de sistema de pretensado PRECON” se supone un diámetro de vaina **$dvaina = 60mm$** , el cual es capaz de alojar como máximo 10 cordones. Se pretenderá no superar este valor de número de cordones por cable, para mantener este diámetro de vaina.

6.2.3.9. EXCENTRICIDAD.

Suponiendo un diámetro de estribos **$destribo = 8mm$** , entonces la distancia d desde el borde inferior de la viga pretensada hasta el baricentro de la armadura activa es:

$$d = r_{inf} + destribo + \frac{dvaina}{2} = 44mm + 8mm + \frac{60mm}{2} = 82mm = 8,2cm$$

La excentricidad de la armadura activa, en el centro del tramo de la viga principal es:
 $e1 = y1i - d = 0,9495m - 0,082m = 0,8675m$

La excentricidad de la armadura activa, en el centro del tramo de la sección compuesta es:

$$e2 = y2i - d = 1,323m - 0,082m = 1,241m$$

6.2.4. PRETENSADO EN FLEXIÓN.

6.2.4.1. RESUMEN DE SOLICITACIONES – FLEXION EN L/2.

MOMENTOS FLECTORES - VIGA PRINCIPAL			
en el momento de tesado t=0		Luego de las pérdidas t=∞	
Prefabricación	Construcción	C. Permanentes	C. Sobrecargas
2267 KNm	1844 KNm	872 KNm	2347 KNm
2,267 MNm	1,844 MNm	0,872 MNm	2,34 MNm

6.2.4.2. TENSIONES DE TRABAJO Fbi en L/2.

VERIFICACIÓN A FLEXIÓN - TENSIONES DE TRABAJO [MPa]					
FIBRA	en el momento de tesado t=0		luego de las pérdidas t=∞		TOTAL
	Prefabricación	Construcción	C. Permanentes	C. Sobrecargas	
Superior S.C	-	-	-0,74 Mpa	-1,99 Mpa	-2,73 Mpa
Superior V.P	-6,22 Mpa	-5,06 Mpa	-1,02 Mpa	-2,75 Mpa	-15,06 Mpa
Inferior V. P	6,56 Mpa	5,34 Mpa	1,86 Mpa	5 Mpa	18,76 Mpa

$$f_{bi_{en\frac{L}{2}}} = 18,76 \text{ MPa}$$

6.2.4.3. TENSIONES ADMISIBLES.

6.2.4.3.1. En el hormigón fadm.

Según CIRSOC 201 – 18.4.1 y 18.4.2:

TENSIONES ADMISIBLES EN EL HORMIGÓN		Expresión Reglamentaria	Valores
En el momento de tesado t=0 INTRODUCCIÓN	Compresión	$0,6 \cdot f'_{ci}$	14,70 Mpa
	Tracción en apoyos simples	$0,5 \cdot \sqrt{f'_{ci}}$	2,47 Mpa
	Tracción	$0,25 \cdot \sqrt{f'_{ci}}$	1,24 Mpa
Luego de las pérdidas t=∞ SERVICIO	Compresión con cargas permanentes	$0,45 \cdot f'_{ci}$	15,75 Mpa
	Compresión cargas totales	$0,6 \cdot f'_{ci}$	21,00 Mpa
	Tracción (Clase T)	$\sqrt{f'_{ci}}$	5,92 Mpa

6.2.4.3.2. En el acero de pretensado fps.

Según CIRSOC 201 – 18.5.1:

Por acción directa del gato: Mínimo (0,80 fps; 0,94 fpy) = 1491 MPa

Instante de transferencia: Mínimo (0,74 fps; 0,82 fpy) = 1379 MPa

Instante de transferencia, en anclajes (postesado) para t=0: 0,70 fps = 1305 MPa

6.2.4.4.FUERZA DE PRETENSADO.

Se analizan las tensiones del hormigón en la fibra inferior de la sección en el centro del tramo (para la totalidad de las cargas en el tiempo $t=\infty$), para que no se supere la tensión de tracción admisible se debe cumplir:

$$-\frac{Pe}{A1} - \frac{Pe * e1}{W1i} + fbi_{en L/2} \leq fb \text{ adm tracción }_{t=\infty}$$

$$-Pe * \left(\frac{1}{A1} + \frac{e1}{W1i} \right) \leq fb \text{ adm tracción }_{t=\infty} + fbi_{en L/2}$$

$$Pe \geq \frac{fbi_{en L/2} - fb \text{ adm tracción }_{t=\infty}}{\left(\frac{1}{A1} + \frac{e1}{W1i} \right)} = \frac{18,76MPa - 5,92MPa}{\left(\frac{1}{0,7787m^2} + \frac{0,8675m}{0,345m^3} \right)} = 3,385 MN$$

Se adopta como fuerza de tesado efectiva (luego de las pérdidas) Pe :

$$Pe = 3,385 MN = 3385KN$$

Si se considera un porcentaje de pérdidas totales del $\Delta P= 17\%$, la fuerza de tesado total (antes de las pérdidas) P es:

$$P = 1,17 * Pe = 1,17 * 3,385 MN = 3,96MN = 3960KN$$

6.2.4.5.SECCIÓN DEL TENSOR.

Se analizan las tensiones del acero de pretensado en el instante de transferencia, para que no se supere la tensión admisible se debe cumplir:

$$\frac{P}{A_{ps}} = \frac{P}{N^{\circ}cordones * A_{ps1}} \leq fps \text{ adm}$$

$$N^{\circ}cordones \geq \frac{P}{fps \text{ adm } A_{ps1}} = \frac{3,96MN}{1305 MPa * (9,87 \times 10^{-3}m^2)} = 30,75$$

Se adoptan **4 cables**, a cada cable le corresponden **8 cordones** y a su vez cada cordón está compuesto por **7 filamentos de alambres**.

$$A_{ps1} = 98,7$$

$$N^{\circ}cables = 4$$

$$N^{\circ}cordones = 4 * 8 = 32 \text{ cordones} > N^{\circ}cordones \text{ necesarios}$$

$$A_{ps} = N^{\circ}cordones * A_{ps1} = 32 * (9,87 \times 10^{-3}m^2) = 3,16 \times 10^{-3}m^2$$

6.2.4.6. TRAZADO DEL CABLE COMPROBACIÓN DE EXCENRICIDAD ADOPTADA.

6.2.4.6.1. Comprobación de la excentricidad adoptada.

$$e1 = \frac{W1i}{A1} = \frac{0,345 \text{ m}^3}{0,778 \text{ m}^2} = 0,44 \text{ m}$$

$$e2 = \frac{W1s}{A1} = \frac{0,364 \text{ m}^3}{0,778 \text{ m}^2} = 0,47 \text{ m}$$

Según la tabla, las tensiones de trabajo máximas y mínimas son:

$$fbi \text{ max} = fbi \text{ per} + fbi \text{ sob} = 18,38 \text{ MPa}$$

(de tabla de tensiones de trabajo 2.5.2)

$$fbsvmin = fbsvper = fbs_{\text{prefabric.}} + fbs_{\text{construcción}} + fbs_{\text{C. Permanentes}} = 12,31 \text{ MPa}$$

$$emin = -e1 - \frac{W1i}{Pe} * fbadm_{\text{tracc}} + \frac{W1i}{Pe} * fbimax$$

$$emin = -0,44 \text{ m} - \frac{0,345 \text{ m}^3 * 5,92 \text{ MPa}}{3,96 \text{ MN}} + \frac{0,345 \text{ m}^3 * 18,76 \text{ MPa}}{3,96 \text{ MN}} = 0,868 \text{ m}$$

$$emax = Ki - \frac{W1s}{Pe} * fbsvmin = 0,44 \text{ m} + \frac{0,364 \text{ m}^3 * 12,31 \text{ MPa}}{3,96 \text{ MN}} = 1,762 \text{ m}$$

$$emin = 0,868 \text{ m} \leq eo = 0,868 \text{ m} < emax = 1,762 \text{ m} \rightarrow BC$$

6.2.4.6.2. Ecuación del trazado de cable.

$$A = -\frac{4(yi1A - d)}{l^2} = 4 \frac{(0,9495 \text{ m} - 0,082 \text{ m})}{(30 \text{ m})^2} = -0,00385 \frac{1}{\text{m}}$$

$$B = \frac{4(yi1A - d)}{l} = 4 \frac{0,79 \text{ m} - 0,082 \text{ m}}{30 \text{ m}} = 0,1156$$

$$y = Ax^2 + Bx = \left(-0,00385 \frac{1}{\text{m}}\right)x^2 + (0,1156)x$$

Trazado de cable medio	
x	y
0,00	0,00
(Hv+Hlosa) /2=1,025	0,1145
3	0,3123
6	0,5552
7,50	0,6506
9	0,7287
12	0,8328
13,975	0,8634
15	0,8675

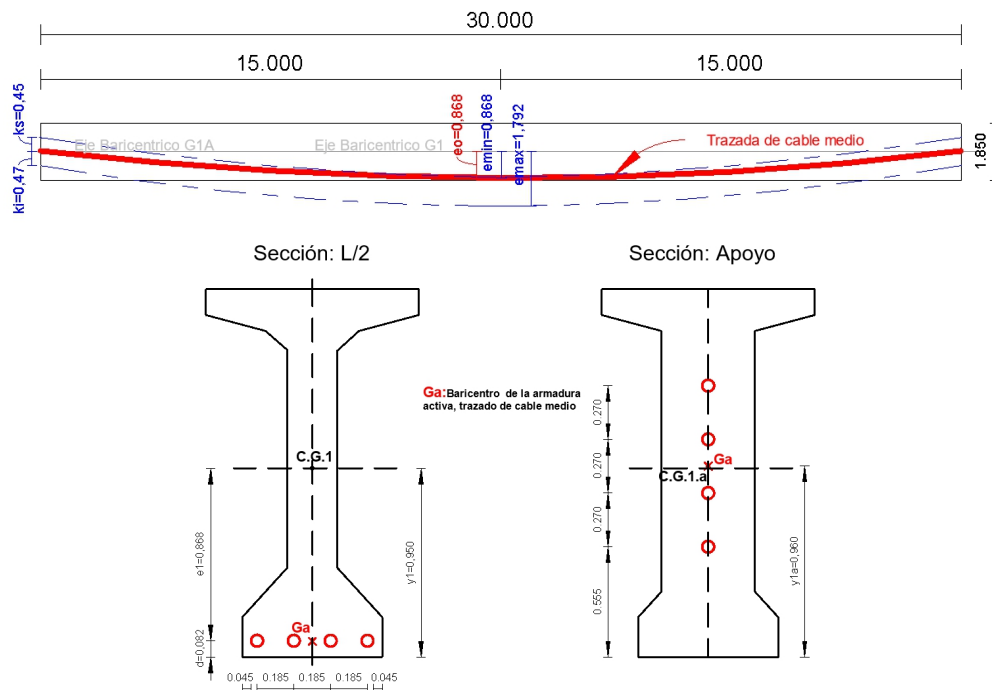


Figura 91. Trazado del cable medio eje que une los baricentros del conjunto de armaduras activas a las distintas secciones. Fuente: Elaboración propia.

6.2.4.6.3. Separación entre cables.

Según *CIRSOC 201 – 7.6.7.1*, la separación mínima entre los centros de cables de pretensado en el apoyo, para cordones es:

$$\text{para } \rightarrow f'_{ic} = 0,7 f'_c = 0,7 * 35\text{MPa} = 24,5\text{MPa} < 28\text{MPa}$$

$$s_{min} = 4 db = 4(1,52\text{cm}) = 6,08\text{cm}.$$

f'_{ic} (resistencia especificada a la compresión del hormigón en el momento de aplicar el tesado inicial).

- Separación horizontal en el centro del tramo (ver Figura 87)

$$sep_{hor} = \frac{bi - 2 * r_{lat} - d_{vaina}}{n^{\circ}cables - 1} = \frac{71\text{cm} - 2 * 4,5\text{cm} - 6\text{cm}}{4 - 1} = 18,7\text{cm}$$

$$sep_{hor} = 18,7\text{cm} > s_{min} = 6,08\text{cm}$$

- Separación vertical en el apoyo (ver Figura 87)

Según *PRECON S.R.L. – “Manual técnico de sistema de pretensado PRECON”* es recomendable en el apoyo una separación mínima igual al ancho de la placa de anclaje más 2cm, por lo que se ha adoptado una separación adecuada para cumplir con esta recomendación, considerando un ancho de placa de anclaje igual a 25cm.

$$sep_{ver} = h_{anc} + 2\text{cm} = 25\text{cm} + 2\text{cm} = 27\text{cm} > s_{min}$$

6.2.4.7. PÉRDIDAS DE TESADO.

6.2.4.7.1. Pérdidas instantáneas.

a. Pérdidas por fricción: FR (Friction in tendons).

$$\Delta PFR = Ppj [1 - e - (k lpx + \mu p \alpha px)]$$

Ppj : Fuerza de tesado en el extremo del cable desde donde se efectúa el tesado.

k : Coeficiente de desviación accidental (rozamiento parásito o rozamiento en recta) por metro lineal de cable.

lpx : Longitud del cable medido desde el extremo desde donde se efectúa el pretensado.

μp : Coeficiente de fricción por curvatura.

αpx : Desviación angular, en valores absolutos medidas en radianes, que se produce en el cable a lo largo de lpx .

Según tabla C.18.6.2 CIRSOC 201 (versión 2005), para cables inyectados en vainas metálicas y cordón de 7 alambres:

$$0,0016 \leq k \leq 0,0066 \rightarrow \text{Adoptamos } k = 0,002 \frac{1}{m} \quad 0,15 \leq \mu p \leq 0,25$$

$$\rightarrow \text{Adoptamos } \mu p = 0,2 \frac{1}{rad}$$

La fuerza de tesado (incluyendo las pérdidas) en cada cable es:

$$Ppj = \frac{P}{n^{\circ} cables} = \frac{1,17Pe}{4} = \frac{3,96MN}{4} = 0,99 MN$$

Se trabaja en $lpx = \frac{L}{2} = \frac{30m}{2} = 15m$ donde mayores serán las pérdidas.

Las desviaciones angulares se determinan según la siguiente fórmula:

$$\alpha px = \frac{4fi}{L}$$

Según se observa: (ver Figura 87)

$$f1 = y1apoyo - 1,5 * sep ver d_{G tramo} = 0,9597m - 1,5 * 0,27m - 0,082m = 0,4727m$$

$$f2 = f1 + sep ver = 0,4727m + 0,27m = 0,7427m$$

$$f3 = f2 + sep ver = 0,7427m + 0,27m = 1,0127m$$

$$f4 = f3 + sep ver = 1,0127m + 0,27m = 1,2827m$$

$$\alpha 1 = \alpha '1_{0m} - \alpha '1_{15m} = 4 \frac{0,4727m}{30m} = 0,063rad$$

$$\alpha 2 = \alpha '2_{0m} - \alpha '2_{15m} = 4 \frac{0,7427m}{30m} = 0,099rad$$

$$\alpha 3 = \alpha '3_{0m} - \alpha '3_{15m} = 4 \frac{1,0127m}{30m} = 0,135rad$$

$$\alpha 4 = \alpha '4_{0m} - \alpha '4_{15m} = 4 \frac{1,2827m}{30m} = 0,171rad$$

$$\Delta P_{FR1} = 0,99 \text{ MN} * [1 - e^{-(0,002*15m+0,2*0,063)}] = 0,041 \text{ MN}$$

$$\Delta P_{FR2} = 0,99 \text{ MN} * [1 - e^{-(0,002*15m+0,2*0,099)}] = 0,048 \text{ MN}$$

$$\Delta P_{FR3} = 0,99 \text{ MN} * [1 - e^{-(0,002*15m+0,2*0,135)}] = 0,055 \text{ MN}$$

$$\Delta P_{FR4} = 0,99 \text{ MN} * [1 - e^{-(0,002*15m+0,2*0,171)}] = 0,062 \text{ MN}$$

$$\Delta P_{FR} = \Delta P_{FR1} + \Delta P_{FR2} + \Delta P_{FR3} = 0,041 \text{ MN} + 0,048 \text{ MN} + 0,055 \text{ MN} + 0,062 \text{ MN}$$

$$\Delta P_{FR} = 0,206 \text{ MN}$$

b. Pérdidas por acortamiento elástico: ES (Elastic shortening of concrete).

$$ES = K_{es} E_{ps} \frac{f_{cir}}{E_{ci}}$$

K_{es} : Para elementos postesados, factor que tiene en cuenta el tesado de los cables según un orden en forma consecutiva.

f_{cir} : Tensión de compresión neta en el hormigón a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores inmediatamente después de haberse aplicado la totalidad del pretensado.

$$f_{cir} = K_{cir} f_{cpi} - fg = 1 * 13,44 \text{ MPa} - 6 \text{ MPa} = 7,44 \text{ MPa}$$

$K_{cir}=1$ Para elementos postesado.

f_{cpi} : Tensión en el hormigón a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores producida por la fuerza de tesado considerando solamente las pérdidas por fricción y acuanamiento de anclajes.

$$f_{cpi} = \frac{P_{pi}}{A_{g1}} + \frac{P_{pi} * e_1^2}{I_1} = \frac{3,75 \text{ MN}}{0,778 \text{ m}^2} + \frac{3,75 \text{ MN} * (0,867 \text{ m})^2}{0,328 \text{ m}^4} = 13,44 \text{ MPa}$$

P_{pi} : Fuerza de tesado descontada las pérdidas de fricción y acuanamiento de anclaje.

$$P_{pi} = 3,96 \text{ MN} - 0,206 \text{ MN} = 3,75 \text{ MN}$$

fg : Tensión en el hormigón a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores debido al peso propio y a otras cargas permanentes en el momento de tesado.

$$fg = \frac{M_{d1} \frac{x=l/2}{I_1} * e_1}{I_1} = \frac{2,27 \text{ MNm} * 8675 \text{ m}}{0,328 \text{ m}^4} = 6 \text{ MPa}$$

● Cable 1:

$$ES1 = \frac{4-1}{4} * 195000 \text{ MPa} \frac{7,44 \text{ MPa}}{23264 \text{ MPa}} = 46,77 \text{ MPa}$$

● Cable 2:

$$ES2 = \frac{4-2}{4} * 195000 \text{ MPa} \frac{7,44 \text{ MPa}}{23264 \text{ MPa}} = 31,18 \text{ MPa}$$

● Cable 3:

$$ES3 = \frac{4-3}{4} * 195000 \text{ MPa} \frac{7,44 \text{ MPa}}{23264 \text{ MPa}} = 15,59 \text{ MPa}$$

$$ES = \sum ES_i = ES_1 + ES_2 + ES_3 = (46,77 + 31,18 + 15,59)MPa = 93,54 MPa$$

$$\Delta P ES = ES A_p = 93,54 MPa * \frac{3}{4} * 3,16 \times 10^{-3} m^2 = \mathbf{0,2216 MN}$$

6.2.4.7.2. Pérdidas diferidas.

a. Pérdidas por contracción del hormigón: SH (Shrinkage of concrete).

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} K_{sh} * E_{ps} * \left(1 - 0,024 \frac{V}{S}\right) (100 - RH)$$

K_{sh} : Para elementos postesados, se extrae de la tabla 10.3.2.2.1 de Hernandez Balat, Bissio, Ortega – “Ejemplos de aplicación del reglamento argentino de estructuras de hormigón CIRSOC 201”. Para un tiempo desde la finalización del curado húmedo hasta la puesta en tensión = 1 día, entonces $K_{sh} = 0,92$
V/S: Espesor ficticio o relación entre la sección transversal de la pieza y su perímetro (en rigor se trata de volumen/superficie), en cm.

$$\frac{V}{S} = \frac{A_2}{Perimetro_2} = \frac{1,2417 m^2}{9,1078 m} = 0,136 m = 13,64 cm$$

RH : Humedad relativa media del ambiente que rodea al elemento. Puede estimarse según tabla 10.3.2.2.2 de Hernandez Balat, Bissio, Ortega – “Ejemplos de aplicación del reglamento argentino de estructuras de hormigón CIRSOC 201”. En general al aire libre, entonces $RH = 70\%$

A_p : Área total de armadura tesa.

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} K_{sh} * E_{ps} * \left(1 - 0,024 \frac{V}{S}\right) (100 - RH)$$

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} * 0,92 * 195000 MPa * (1 - 0,024 * 13,64 cm) (100 - 70) = 29,68 MPa$$

$$\Delta P SH = SH A_p = 29,68 MPa * 3,16 \times 10^{-3} m^2 = \mathbf{0,094 MN}$$

b. Pérdidas por fluencia del hormigón: CR (Creep of concrete).

$$CR = K_{cr} (f_{cir} - f_{c ds}) \frac{E_{ps}}{E_c}$$

$K_{cr} = 1,6$ Para elementos postesado .

$f_{c ds}$: Tensión en el hormigón a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores debido a todas las cargas permanentes que se agregan luego del tesado.

$$f_{c ds} = \frac{M d_2 x = I_2 * e_1}{I_1} + \frac{M d_3 x = I_2 * e_2}{I_2} = \frac{1,84 MNm * 0,8675 m}{0,328 m^4} + \frac{0,872 MNm * 1,24 m}{0,620 m^4}$$

$$f_{c ds} = 6,62 MPa$$

$$CR = 1,6 (7,44 MPa - 6,62 MPa) * \frac{195000 MPa}{27806 MPa} = 9,19 MPa$$

$$\Delta P CR = CR A_p = 9,19 MPa * 3,16 \times 10^{-3} m^2 = \mathbf{0,0290 MN}$$

c. Pérdidas por relajación del cable: RE (Relaxation of tendons).

$$RE = [Kre - J(SH + CR + ES)]C$$

Kre : Valores básicos de relajación.

J : Factor de interacción para la reducción de tensión debida a otras pérdidas. Según *tabla 10.3.2.4.1 de Hernandez Balat, Bissio, Ortega – “Ejemplos de aplicación del reglamento argentino de estructuras de hormigón CIRSOC 201”*, para cordones de 7 alambres C-1900, entonces: $Kre=35MPa$ y $J=0,04$.

C : Factor por nivel de tensión (f_{pi}/f_{pu}). Según *tabla 10.3.2.4.2 de Hernandez Balat, Bissio, Ortega – “Ejemplos de aplicación del reglamento argentino de estructuras de hormigón CIRSOC 201”*.

$$f_{pi} = \frac{P_{pi}}{A_p} = \frac{3,75MN}{3,16 \times 10^{-3}m^2} = 1188,7MPa \rightarrow \frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{1188,7MPa}{1864MPa} = 0,64$$

Para aceros de baja relajación

$$0,6 < f_{pi}/f_{pu} < 0,7$$

$$C = 0,33 + 4\left(\frac{f_{pi}}{f_{pu}} - 0,6\right) = 0,33 + 4(0,64 - 0,6) = 0,48$$

$$RE = [35MPa - 0,04(29,68MPa + 9,19MPa + 93,54MPa)] * 0,48 = 32,45 MPa$$

$$\Delta P RE = RE A_p = 32,45MPa * 3,16 \times 10^{-3}m^2 = 0,102MN$$

d. Resumen pérdidas de tesado y de fuerza de tesado.

$$\Delta P_{instantaneas} = \Delta P FRI + \Delta P ES = 0,206MN + 0,222MN = 0,427MN$$

$$\Delta P_{instantaneas}\% = \frac{0,427MN}{3,96MN} = 10,79\%$$

$$\Delta P_{diferidas} = \Delta P SH + \Delta P CR + \Delta PRE = 0,094MN + 0,029MN + 0,102MN = 0,225MN$$

$$\Delta P_{diferidas}\% = \frac{0,225MN}{3,96MN} = 5,69\%$$

$$\Delta P\% = 10,79\% + 5,69\% = 16,5\% < \Delta P\%_{Adoptado} = 17\% \rightarrow BC$$

$$P_0 = P - \Delta P_{instantaneas} = 3,96MN - 0,427MN = 3,53MN$$

$$P_e = P_0 - \Delta P_{diferidas} = 3,53MN - 0,225MN = 3,31MN$$

6.2.4.8. VERIFICACIÓN DE LAS TENSIONES EN EL HORMIGÓN.

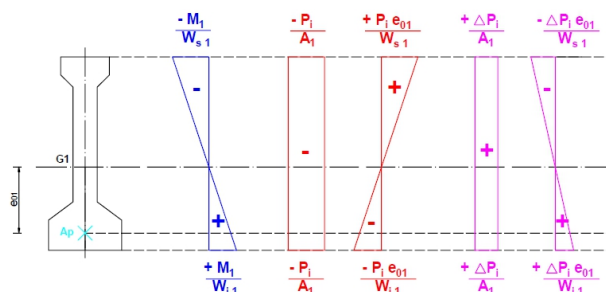
6.2.4.8.1. Estados intermedios.

a. Estado I – Prefabricación.

Verificación de tensiones en el hormigón para $t=0$ – Etapa de prefabricación.
Peso propio de la Sección 1 + Tesado + Pérdidas Instantáneas
(*) Como control, se evalúan las tensiones en las zonas de apoyo en el momento de tesado, ya que actúa la carga de pretensado y la menor carga exterior.

VERIFICACIÓN DE TENSIONES EN EL HORMIGÓN (MPa)				
Tiempo $t = 0$ - Prefabricación				
Sección	Apoyo (*)		Centro tramo	
Fibra	Superior	Inferior	Superior	Inferior
P_o / A_{g1}	-3,36 Mpa		-4,54 Mpa	
$P_o \cdot e_1 / W_1$	0	0	8,41 Mpa	-8,87 Mpa
M_d / W_1	0	0	-6,22 Mpa	6,56 Mpa
TOTAL	-3,36 Mpa	0	-2,35 Mpa	-6,85 Mpa
Tracción admisible	2,47 Mpa	-	1,24 Mpa	-
Compresión admisible	-14,70 Mpa			

Nota: P_o/A_{g1} es cero porque no hay excentricidad en el Apoyo



M_d/W_1 es cero porque la condición de vínculo es de apoyo simple

Figura 92. Esquema teórico de solicitaciones. Fuente: Catedra de Hormigón Armado 2.

b. Estado II – Construcción.

Verificación de tensiones en el hormigón para $t=0$

Etapa de construcción: colado de hormigón losa de tablero y vigas secundarias in situ.

VERIFICACION DE TENSIONES EN EL HORMIGON (Mpa)		
Tiempo $t=0$ - Construcción		
Sección	Centro tramo	
Fibra	Superior	Inferior
Total: Prefabricación	-2,35 Mpa	-6,85 Mpa
M_d2 / W_1	-5,06 Mpa	5,34 Mpa
TOTAL	-7,41 Mpa	-1,51Mpa
Tracción Admisible	1,24 Mpa	1,24 Mpa
Compresión Admisible	-14,70 Mpa	

6.2.4.8.2. Estado definitivo.

Verificación de tensiones en el hormigón para $t=\infty$.

Puente en servicio luego de pérdidas.

VERIFICACIÓN DE TENSIONES EN EL HORMIGÓN (Mpa)						
Tiempo $t = \infty$ (Luego de las pérdidas)						
Sección	Centro del tramo					
Cargas	Permanentes			Totales		
Fibra	Superior S. Compuesta	Superior V.P.	Inferior V.P.	Superior S.C.	Superior V.P.	Inferior
Total: Construcción	0,00 Mpa	-7,41 Mpa	-1,51 Mpa	0	-7,41 Mpa	-1,51 Mpa
$\Delta P_{dif} / Ag_2$	0,18 Mpa	0,17 Mpa	0,18 Mpa	-	-	-
$\Delta P_{dif} * e_2 / W_2$	-0,24 Mpa	-0,30 Mpa	0,60 Mpa	-	-	-
M/W ₂	-0,74 Mpa	-0,95 Mpa	1,86 Mpa	-2,73 Mpa	-3,49 Mpa	6,86 Mpa
TOTAL	-0,80 Mpa	-8,49 Mpa	1,34 Mpa	-2,73 Mpa	-10,90 Mpa	5,35 Mpa
Tracción Admisible	5,92 Mpa					
Compresión Admisible	-15,75 Mpa			-21,00 Mpa		

6.2.4.9. VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA A FLEXIÓN.

6.2.4.9.1. Factor de resistencia.

Según *CIRSOC 201* – 9.3.2 el factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura (ϕ) es para proyectar una sección con una rotura dúctil (precedida por importantes deformaciones y fisuraciones), se parte del supuesto:

$$\varepsilon_c \leq 3\text{‰} \text{ y } \varepsilon = 5\text{‰}$$

Sección controlada por tracción $\rightarrow \phi = 0,9$

6.2.4.9.2. Momento requerido para resistir las cargas mayoradas.

$$M_u = 1,2 MD + 1,6 ML = 1,2 * 4983 \text{KNm} + 1,6 * 2347 \text{KNm} = 9734,65 \text{KNm}$$

$$M_u = 9,73 \text{MNm}$$

6.2.4.9.3. Tensión de la armadura tesa para el cálculo del momento nominal.

Se utiliza la expresión propuesta por *CIRSOC 201* -18.7.2.a):

$$f_{ps} = f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (w - w') \right) \right]$$

f_{ps} : Tensión de la armadura tesa para el cálculo de la resistencia nominal.

f_{pu} : Tensión de tracción especificada para el acero de pretensado.

γ_p : Factor que tiene en cuenta la forma del diagrama de tensión – deformación de los aceros.

f'_c : Resistencia especificada de compresión en el hormigón.

β_1 : Factor que relaciona la profundidad del eje neutro con la profundidad del bloque rectangular de tensiones utilizado para el cálculo de resistencia a flexión.

Para $\rightarrow f'c = 35MPa > 30MPa$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{f'c - 30MPa}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{35MPa - 30MPa}{7} = 0,814 > 0,65$$

$$\rho p = \frac{A_{ps}}{b dp} = \frac{3,16 \times 10^{-3} m^2}{2,31m * 1,968m} = 6,93 \times 10^{-4}$$

ρp : Cuantía de la armadura tesa.

b : Ancho del borde comprimido de la sección.

dp : Distancia desde la fibra más comprimida hasta el baricentro de la armadura tesa en el centro del tramo = $e_2 + y_2s = 0,7269m + 1,2411m = 1,97m$

w : Cuantía mecánica de la armadura traccionada no tesa = 0

w' : Cuantía mecánica de la armadura comprimida no tesa = 0

d : Distancia desde la fibra más comprimida hasta el baricentro de la armadura no tesa = 0

$$f_{ps} = 1864MPa \left[1 - \frac{0,28}{0,814} \left(6,93 \times 10^{-4} \frac{1864MPa}{35MPa} \right) \right] = 1840MPa$$

6.2.4.9.4. Fuerza provista por la armadura T.

$$T = f_{ps} A_{ps} = 1840 MPa * 3,16 \times 10^{-3} m^2 = 5,81 MN$$

6.2.4.9.5. Profundidad del eje neutro de tensiones (a) y de deformaciones (c).

$$a = \frac{T}{b f^*} = \frac{T}{b 0,85 f'c} = \frac{5,81 MN}{2,32m * 0,85 * 35MPa} = 0,084m$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{0,084m}{0,814} = 0,104m$$

$$c = 0,104m \begin{cases} < h_{losa} = 0,2m \therefore \text{fue adecuada la suposición } b = bl \\ < c_{max} = 0,375 dp = 0,375 * 1,968m = 0,74m \text{ por CIRSOC} \end{cases}$$

6.2.4.9.6. Momento nominal.

$$M_n = T \left(dp - \frac{a}{2} \right) = 5,81 MN \left(1,968m - \frac{0,084m}{2} \right) = 11,19 MNm$$

$$M_u = 9,73 MNm < 0,9 * M_n = 0,9 * 11,19 MN = 10,07 MNm \rightarrow BC$$

6.2.4.9.7. Verificación de suposición de sección controlada por tracción.

La deformación específica del hormigón en la fibra extrema comprimida por semejanza de triángulos.

$$\epsilon_{ps} = \epsilon_c \frac{d - c}{c} = 3\text{‰} \frac{1,968m - 0,104m}{0,104m} = 5,39\text{‰} > \epsilon_{pu} = 5\text{‰}$$

Se verifica.

ϵ_{ps} : Deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal, excluyendo las deformaciones debidas a la tensión efectiva del pretensado, la fluencia lenta, la contracción y las variaciones de temperatura. Por la suposición de sección controlada por tracción $\geq \epsilon_{pu} = 5\text{‰}$.

ϵ_c : Deformación específica del hormigón para la resistencia nominal en la fibra comprimida extrema. Por la suposición de sección controlada por tracción $= \epsilon_{cu} = 3\text{‰}$.

6.2.4.10. VERIFICACIÓN DE LA CUANTÍA MÍNIMA.

Según *CIRSOC 201 – 18.8.2*, el límite para la armadura de los elementos solicitados a flexión debe cumplir la siguiente relación:

$$\phi Mn \geq 1,2 M_{cr}$$

M_{cr} : Momento de fisuración calculado para las cargas que producen una tensión máxima de tracción igual a f_t .

f_t : Módulo de rotura del hormigón o resistencia a la tracción por flexión, para clase T. Según *CIRSOC 201 – 9.5.2.3*:

$$f_t = 0,625\sqrt{f'c} = 0,625\sqrt{35MPa} = 3,7MPa$$

El momento de fisuración es aquel que luego de descomprimida la fibra inferior produce en ella una tracción igual a f_{cr} , entonces en $L/2$ tendremos:

$$f_{cri} = \left(\frac{P_o}{A_{g1}} + \frac{P_o * e_1}{W_{1i}} \right) - \left(\frac{\Delta P_{dif}}{A_{g2}} + \frac{\Delta P_{dif} * e_2}{W_{2i}} \right) + f_t$$

$$f_{cri} = \left(\frac{3,53MN}{0,778m^2} + \frac{3,53MN * 0,867m}{0,345m^3} \right) - \left(\frac{0,225MN}{1,2427m^2} + \frac{0,225MN * 1,241m}{0,469m^3} \right) + 3,7MPa$$

$$f_{cri} = 16,33MPa$$

$$M_{cr} = f_{cri} * W_{2i} = 16,33 MPa * 0,469m^3 = 7,66MNm$$

$$\frac{\phi * Mn}{1,2} = \frac{0,9 * 11,19MN}{1,2} = 8,40MNm > M_{cr} = 7,66MNm \rightarrow BC$$

6.2.5. CORTE EN ELEMENTOS PRETENSADOS.

6.2.5.1. ESFUERZOS DE CORTE Y MOMENTOS MAYORADOS.

$$V_u = 1,2V_d + 1,6V_l$$

$$M_u = 1,2M_d + 1,6M_l$$

Verificación al Corte - Momentos Flectores y Esfuerzos de corte							
Sección	X: Distancia desde apoyo derecho (m)	VL (MN)	ML (MNm)	VD (MN)	MD (MNm)	Vu (MN)	Mu (MNm)
Eje de Apoyo	0	0,26	0	0,66	0	1,21	0,00
H/2	1,03	0,243	0,26	0,62	0,65	1,13	1,20
1	6	0,16	1,26	0,39	3,19	0,73	5,83
2	12	0,06	19	0,13	4,78	0,24	8,78
Centro Tramo	15	0,005	19,94	0	4,98	0,08	9,17
4	18	0,05	19,33	0,13	4,78	0,23	8,83
5	24	0,15	13,5	0,39	3,18	0,71	5,99
L – H/2	28,98	0,296	0,31	0,52	0,65	1,22	1,28
Eje de Apoyo	30	0,314	0	0,56	0	1,3	0,00

6.2.5.2. RESISTENCIA APORTADA POR EL HORMIGÓN (V_c).

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f_c}}{20} + 5 * \frac{V_u * dp}{M_u} \right) b_w d = \begin{cases} \geq V_{cmin} = \frac{\sqrt{f_c} * b_w * d}{6} \\ \leq V_{cmax} = 0,4 \sqrt{f_c} * b_w * d \\ \leq V_{cw} = 0,3 (\sqrt{f_c} + f_{pc}) * b_w * d + V_p \end{cases}$$

$$\frac{V_u * dp}{M_u} \leq 1$$

$$\sqrt{f_c} = \sqrt{35 \text{ MPa}} = 5,92 \text{ MPa} < 8,3 \text{ MPa}$$

dp : Distancia desde la fibra más comprimida hasta el baricentro de la armadura tesa, variable en las distintas secciones (al ser curvo los tensores). $dp = 1,97m$

d : Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro de la armadura traccionada tesa y no tesa, siempre mayor o igual a $0,8 H = 0,8 (2,05) = 1,64m$. Al solo contar con armadura tesa $d = dp$.

b_w : Ancho del alma. En los extremos (*hasta* $3/4H = 1,05m$)
 $b_w \text{ apoyo} = 0,483m$; $b_w \text{ tramo} = 0,255m$

f_{pc} : Tensión de compresión en el hormigón a nivel del centro de gravedad de la sección que resiste las cargas exteriores luego de ocurridas las pérdidas o bien a nivel de la unión entre el alma y el ala en aquellas secciones en que el centro de gravedad cae dentro de las alas.

Para $x \geq h = 2,05m$ y $x \leq (L - h) = 27,95m$

$$\rightarrow f_{pc} = \frac{P_o}{A_1} - \frac{\Delta P_{dif}}{A_2} = \frac{3,53MN}{0,7787m^2} - \frac{0,225MN}{1,2427m^2} = 4,36MPa$$

Para $x < h = 2,05m$ y $x > (L - h) = 27,95m$

$$\rightarrow f_{pc} = \frac{P_o}{A_{1a}} - \frac{\Delta P_{dif}}{A_{2a}} = \frac{3,53MN}{1,052m^2} - \frac{0,225MN}{1,516m^2} = 3,21MPa$$

f_{pc} : compresión que favorece a la resistencia a la compresión al corte

V_p : Componente vertical de la fuerza efectiva de pretensado.

$$\alpha_m = \frac{4(y_{i1A} - d)}{L} = \frac{4(0,9495 - 0,082)m}{30m} = 0,1156 \cong 6,63^\circ$$

$$\text{sen } \alpha_m = \frac{V_p}{P_e} \rightarrow V_p = P_e * \text{sen } \alpha_m = 3,30MPa * \text{sen } 6,63^\circ = 1,12MN$$

6.2.5.3. Resistencia aportada por la armadura necesaria (V_s).

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = V_c + V_s \rightarrow V_s \text{ nec} = V_n - V_c ; \text{ para corte } \phi = 0,75$$

Verificación al Corte - Momentos Flectores y Esfuerzos de corte								
Sección	X: Distancia desde apoyo derecho (m)	V_u (Mn)	M_u (MNm)	d (m)	d adoptado	$\frac{V_u * d}{M_u}$	$\frac{V_u * d}{M_u}$ Adoptado	bw (m)
Eje de Apoyo	0	1,21	0,00	1,10	1,64	-	1,00	0,48
H/2	1,025	1,13	1,20	1,22	1,64	1,54	1,00	0,48
1	6	0,73	5,83	1,66	1,66	0,21	0,21	0,26
2	12	0,24	8,78	1,93	1,93	0,05	0,05	0,26
Centro Tramo	15	0,08	9,16	1,97	1,97	0,00	0,00	0,26
4	18	0,23	8,83	1,93	1,93	0,05	0,05	0,26
5	24	0,71	5,99	1,66	1,66	0,20	0,20	0,26
L - H/2	28,975	1,21	1,28	1,22	1,64	1,55	1,00	0,48
Eje de Apoyo	30	1,29	0,00	1,10	1,64	-	1,00	0,48

Verificación al Corte - Momentos Flectores y Esfuerzos de corte								
Sección	f_{pc} (MPa)	V_{cw} (MN)	V_{cmin} (MN)	V_{cmax} (MN)	V_c (MN)	V_c Adoptado	$V_n = \frac{V_u}{\phi}$	$V_{snec} = V_n - V_c$
Eje de Apoyo	3,21	3,28	0,78	1,87	4,19	4,19	1,62	0
H/2	3,21	3,28	0,78	1,87	4,19	4,19	1,51	0
1	4,36	2,42	0,42	1,00	0,56	0,56	0,97	0,41
2	4,36	2,63	0,49	1,17	0,28	0,49	0,33	0
Centro Tramo	4,36	2,66	0,49	1,19	0,15	0,49	0,01	0
4	4,36	2,63	0,49	1,17	0,27	0,49	0,31	0
5	4,36	2,42	0,42	1,00	0,54	0,54	0,95	0,41
L - H/2	3,21	3,28	0,78	1,87	4,19	1,87	1,62	0
Eje de Apoyo	3,21	3,28	0,78	1,87	4,19	1,87	1,73	0

6.2.5.4.DETERMINACIÓN DEL ESTRIBADO.

a. Estribado mínimo.

$$\left(\frac{Av}{s}\right)_{min1} = \frac{1}{16} \sqrt{f'c} \frac{bw_{max}}{f_y} = \frac{1}{16} \sqrt{35MPa} \frac{0,4825m}{420MPa} = 4,2 \times 10^{-4} \frac{m^2}{m} = 4,25 \frac{cm^2}{m}$$

$$\left(\frac{Av}{s}\right)_{min2} = \frac{A_{ps} f_{pu}}{80 d_{min} f_y} = \frac{3,16 \times 10^{-3} m^2 * 1864 MPa}{80 * 1,64m * 420 MPa} = 1,1 \times 10^{-4} \frac{m^2}{m} = 1,07 \frac{cm^2}{m}$$

b. Separación máxima.

$$Vs_{nec} = Vs_{max_{x=6m}} = 0,29 MN < \frac{1}{3} \sqrt{f'c} bw_{x=6m} d_{x=6m}$$

$$Vs_{nec} = Vs_{max_{x=6m}} < \frac{1}{3} \sqrt{35MPa} * 0,255m * 1,655m = 0,83 MN$$

$$s = \begin{cases} \frac{3}{4} H = \frac{3}{4} * 2,05 = 0,77m \\ 0,40m \end{cases}$$

c. Estribado necesario.

$$\left(\frac{A1v}{s}\right)_{nec} = \frac{Vs_{nec}}{n d f_y} = \frac{0,412MN}{2 * 1,655m * 420MPa} = 2,93 \times 10^{-4} \frac{m^2}{m} = 2,96 \frac{cm^2}{m}$$

$$\left(\frac{Av}{s}\right)_{nec} = n \left(\frac{A1v}{s}\right)_{nec} = 2 * 2,96 \frac{cm^2}{m} = 5,93 \frac{cm^2}{m} \begin{cases} < \left(\frac{Av}{s}\right)_{min1} = 4,25 \frac{cm^2}{m} \\ > \left(\frac{Av}{s}\right)_{min2} = 0,99 \frac{cm^2}{m} \end{cases}$$

d. Estribado adoptado.

Se adopta estribos de n=2 (ramas) de $\phi 8mm$ cada 15cm, entonces

$$\left(\frac{Av}{s}\right)_{adop} = 2 * \frac{0,502cm^2}{0,15m} = 6,70 \frac{cm^2}{m} > \left(\frac{Av}{s}\right)_{min1} = 5,93 \frac{cm^2}{m} \rightarrow BC$$

6.2.5.5.VERIFICACIÓN DE BIELAS COMPRIMIDAS.

6.2.5.5.1.Limitación de Vs adoptado.

Tal como en elementos no pretensados el *CIRSOC 201 (versión 2005)*, no especifica una verificación directa a la fisuración del alma por efecto del corte ni de la resistencia de las bielas comprimidas, pero si existe una verificación indirecta a través de la limitación al aporte de la armadura total Vs de la fisura. Debe cumplirse:

$$Vs_{adop} = n d f_y \left(\frac{A1v}{s}\right)_{adop} < \frac{2}{3} \sqrt{f'c} bw$$

$$Vs_{adop} = 2 * 1,66m * 420 MPa * 6,70 \times 10^{-4} \frac{m^2}{m} = 0,932MN$$

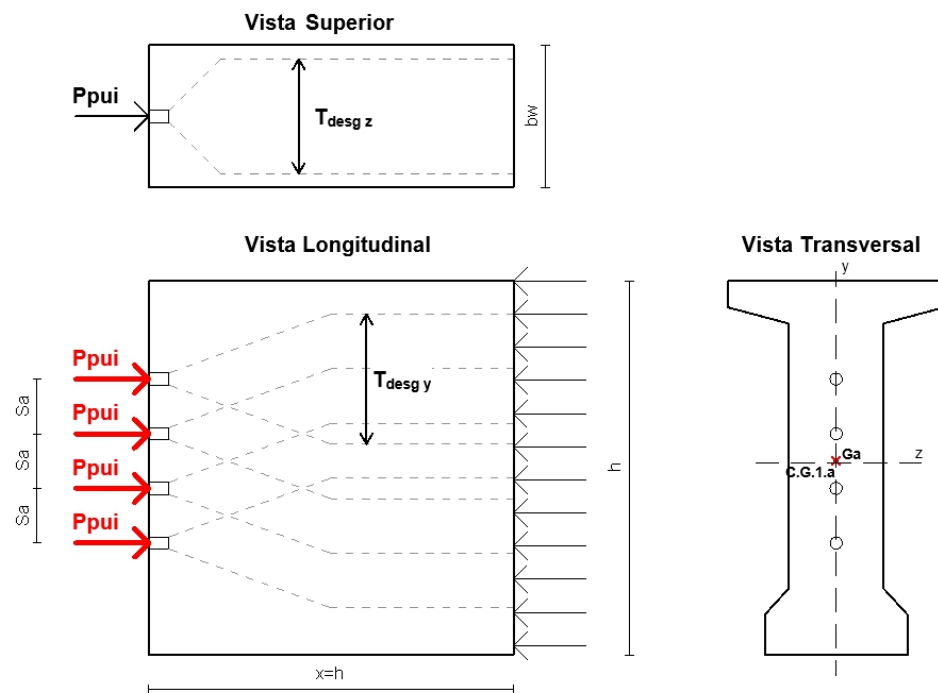
$$Vs_{adop} = 0,932MN < \frac{2}{3} \sqrt{35MPa} * 0,255m * 1,66m = 1,665MN \rightarrow BC$$

6.2.6. ZONAS DE ANCLAJE DE LOS CABLES POSTESADOS.

6.2.6.1. INTRODUCCIÓN.

Se macizan la zona de los apoyos hasta una distancia $x = h = 1,85m$, justamente para reforzar las zonas de introducción de tesado.

Se realizarán las verificaciones establecidas para las zonas de anclaje de los cables



postesados general y local, definidas en CIRSOC 201 – 18.13.1.

Figura 93. Esquema de las zonas de anclaje de los cables postesados de la viga principal. Fuente: CIRSOC 201.

6.2.6.2. FUERZA DE PRETENSADO MAYORADA: P_{pu}

Según CIRSOC 201 – C.18.0, la fuerza de pretensado mayorada es:

$$P_{pu} = f_1(0,8f_{pu})A_{ps} = 1,2 * (0,8 * 1864MPa) * 3,16 \times 10^{-3}m^2 = 5,65MN$$

f_1 : Factor de carga a aplicar a la máxima fuerza del gato de tesado, según CIRSOC 201 – 9.2.5= 1,20

f_{pu} : Resistencia a la tracción especificada del acero de postesado.

A_{ps} : Área acero de pretensado ubicado en la zona traccionada por flexión.

P_{pu} : Fuerza de pretensado mayorada en el dispositivo de anclaje.

La fuerza de pretensado mayorada en cada cable es:

$$P_{pu\ i} = \frac{P_{pu}}{n^{\circ} \text{ cables}} = \frac{5,65MN}{4} = 1,41MN$$

6.2.6.3.ZONA GENERAL.

6.2.6.3.1. Dispositivos de anclaje elegidos.

Según PRECON S.R.L – “Manual técnico de sistema de pretensado PRECON”, para 8 cordones por cable corresponde un cable tipo C-12 (ver tabla 63). Y para este le corresponde un anclaje tipo A-12.

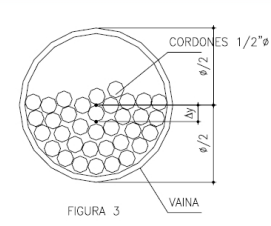
Unidad	Nº de Cord. Por cable	Vaina normal		C – i : cable de i cordones. *: ϕ interior / ϕ exterior
		ϕ mm *	Δy mm	
C-1	1	18/20	2	
C-3	2	30/35	4	
	3	35/40	5	
C-4	4	40/45	5	
C-7	5	40/45	5	
	5 – 7	45/50	6	
C-12	8	50/55	6	
	8 - 10	55/60	7	

Figura 94: Dimensiones principales de anclajes activos – Fuente: “Manual técnico de sistema de pretensado PRECON” PRECON S.R.L.

6.2.6.3.2. Verificación grupo de dispositivos pocos separados.

Según CIRSOC 201 – C.18.13.5, para aplicar métodos simplificados se debe verificar:

$$sa = 27cm < 1,5hanc = 1,5 * 25cm = 37,5 \rightarrow \text{Poco separados}$$

sa: Distancia entre los centros de gravedad de los dispositivos de anclaje.

hanc: Ancho del dispositivo de anclaje en la dirección considerada, es decir ancho de la placa de anclaje.

Dimensiones principales de los anclajes activos (medidas en mm)

	Placa de anclaje		Cabezal		Trompetas			Espiral				n
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
A-1	80	10	42	45	20	20	60					
A-3	130	15	80	60	50	40	75	130	10	45	4	
A-4	150	15	85	60	60	45	100	150	10	45	4	
A-7	190	20	110	60	75	50	170	190	10	50	5	
A-12	250	30	150	60	105	70	270	250	12	60	5	

A-i = Activo de i cordones

n= número de vueltas

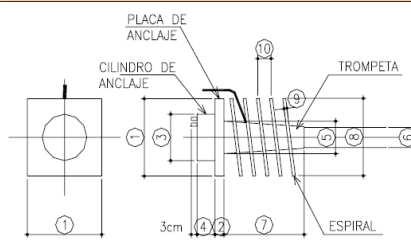


FIGURA 4

Figura 95: Dimensiones principales de anclajes activos – Fuente: “Manual técnico de sistema de pretensado PRECON” PRECON S.R.L.

6.2.6.3.3. Fuerza de desgarramiento por tracción: Tdes.

a. Según Leonhardt.

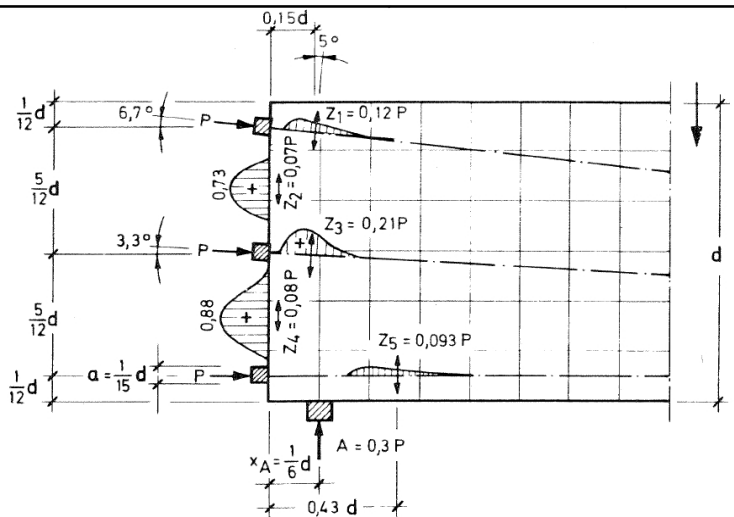
Dirección transversal vertical.

Según F. Leonhardt – *Estructuras de Hormigón Armado - Tomo II: "Casos especiales del dimensionamiento de estructuras de hormigón armado"*, en su capítulo 3: "Introducción de cargas o fuerzas concentradas", existen diferentes casos de introducción de cargas a los que les corresponden diferentes esfuerzos de tracción generados. De esta bibliografía se ha tomado "figura 3.30: tensiones de tracción de fractura y en las zonas de borde en un modelo solicitado por 3 esfuerzos de pretensado P, para la acción simultánea de la reacción A= 0,30P (ancho de placa 1/15 y ancho de apoyo 1/12 d)" como el más semejante al caso estudiado en el presente trabajo, al cual le corresponden los siguientes esfuerzos de tracción (ver tabla 65):

$$z_3 = 0,21 \frac{P_0}{4} = 0,21 * \frac{3,53 MN}{4} = 0,19 MN \rightarrow \text{Máxima en dirección vertical}$$

$$T_{desg y Leonhardt} = f_1 * z_3 = 1,2 * 0,19 MN = 0,22 MN$$

ZONA DE ANCLAJE - Caso de zona de introducción de carga más semejante			
Características	Valor real	Relación real	Relación Leonhardt
d=h	1,85m	1 d	1d
a=hanc	0,25m	0,14 d	0,07 d
Angulo medio	6,6 °	6,6 °	5°
A=reacción de apoyo	0,21 MN	0,12 P	0,3 P
Ancho de apoyo	0,48 m	0,26 d	0,08 d
Distancia de extremo a A	0,34 m	0,18 d	0,17 d
Distancia Pmedio a borde superior	0,89 m	0,48 d	0,5 d
Distancia Pmedio a borde inferior	0,96 m	0,52 d	0,5 d
P=Po/3	1,75 MN	1 P	1 P



Dirección transversal horizontal.

Según F. Leonhardt – *Estructuras de Hormigón Armado - Tomo II: "Casos especiales del dimensionamiento de estructuras de hormigón armado"*, en su capítulo 3: "Introducción de cargas o fuerzas concentradas", es su ecuación (3.1) del punto 3.3.1.1 esfuerzo de fractura por tracción para presión uniforme, la fuerza de tracción de fractura en la dirección transversal horizontal es:

$$Z = 0,3P_0 \left(1 - \frac{hanc}{bw \text{ apoyo}} \right) = 0,3 * 3,53 \left(1 - \frac{0,25m}{0,4825} \right) = 0,51 MN$$

$$\rightarrow T_{desg z Leonhardt} = f_1 * Z = 1,2 * 0,51 MN = 0,61 MN$$

b. Según CIRSOC 201 versión 2005.

Según *CIRSOC 201 (versión 2005)* – C 18.13.5, la magnitud de la fuerza de desgarramiento se puede estimar mediante la siguiente expresión:

$$T_{desg} = 0,25 * \sum P_{pu} * \left(1 - \frac{h_{anc}}{h}\right)$$

$\sum P_{pu}$: Sumatoria de las fuerzas P_{pu} , para la secuencia de los cordones individuales

h_{anc} : Ancho del dispositivo de anclaje en la dirección considerada, es decir ancho de la placa de anclaje

h : Altura de la sección transversal en la dirección considerada; será la distancia entre los centros de gravedad entre los centros de gravedad de los dispositivos de anclaje

Dirección transversal vertical.

Se pretensarán todos los cordones individuales de cada cable a la vez, entonces.

$$T_{desg y} = 0,25 * P_{pu i} * \left(1 - \frac{h_{anc}}{h}\right) = 0,25 * 1,41MN * \left(1 - \frac{0,25m}{0,27m}\right)$$

$$T_{desg y} = 0,026MN$$

Dirección transversal horizontal.

Se pretensarán todos los cordones individuales de cada cable a la vez, entonces.

$$T_{desg z} = 0,25 * P_{pu} * \left(1 - \frac{h_{anc}}{bw_{apoyo}}\right) = 0,25 * 5,65MN * \left(1 - \frac{0,25m}{0,482m}\right)$$

$$T_{desg z} = 0,68MN$$

6.2.6.4. Determinación de la armadura.

6.2.6.4.1. Armadura necesaria.

a. Dirección transversal vertical – en dirección y

Según *CIRSOC 201 (versión 2005)* – 9.1.1, se debe verificar:

$$P_u = T_{desg} \leq \phi P_n = \phi A_{st} f_y$$

$$\rightarrow A_{st} \geq \frac{T_{desg y}}{\phi f_y} = \frac{0,22MN}{0,85 * 420MPa} = 6,23 \times 10^{-4} m^2 = 6,23 cm^2$$

P_u : Solicitación calculada para cargas mayoradas. Igual a la fuerza de desgarramiento por tracción en la dirección transversal vertical máxima entre *Leonhardt* y *CIRSOC 201*

ϕ : Factor de reducción de resistencia para zonas de anclaje de postesado= 0,85

f_y : Tensión de fluencia especificada para la armadura pasiva= 420MPa

$A_{st nec}$: área total de armadura pasiva

b. Dirección transversal horizontal– en dirección z

Según *CIRSOC 201 (versión 2005)* – 9.1.1, se debe verificar:

$$P_u = T_{desg} \leq \phi P_n = \phi A_{st} f_y$$

$$\rightarrow A_{st} \geq \frac{T_{desg} z}{\phi f_y} = \frac{0,68MN}{0,85 * 420MPa} = 1,9 \times 10^{-3} m^2 = 19,07 cm^2$$

P_u : Solicitación calculada para cargas mayoradas. Igual a la fuerza de desgarramiento por tracción en la dirección transversal vertical máxima entre *Leonhardt* y *CIRSOC 201*

ϕ : Factor de reducción de resistencia para zonas de anclaje de postesado= 0,85

f_y : Tensión de fluencia especificada para la armadura pasiva= 420MPa

$A_{st nec}$: área total de armadura pasiva

6.2.6.4.2. Armadura Adoptada.

Se adoptarán estribos de 2 ramas que cubrirán tanto la dirección horizontal como la vertical, entonces se cubrirá la dirección con la mayor área necesaria y la otra dirección con seguridad verificará.

$$n^{\circ} \text{ estribos} = \frac{A_{stnec}}{A_{s1b}} = \frac{19,07 cm^2}{0,79 cm^2} = 24,29$$

Se adoptan: **25Ø10mm** → $A_{st adop} = 24 * 0,79 cm^2 = 18,84 cm^2 > 19,07 cm^2$

Por lo que se tendrán **13 estribos de 2 ramas de 10mm** separados uniformemente:

$$s = \frac{h - r_{lat}}{n^{\circ} \text{ estribos} - 1} = \frac{1,85m - 0,045m}{13 - 1} = 0,151m$$

Finalmente, para mayor practicidad adoptamos **estribos de 2 ramas Ø10mm cada 15cm**:

$$A_{st adop} = 2 \text{ ramas} * 13 * 0,79 cm^2 = 20,41 cm^2 > A_{st nec} = 19,07 cm^2$$

6.2.6.5. ZONA LOCAL.

6.2.6.5.1. Dispositivo de anclaje suficientemente rígido.

Según *CIRSOC 201* – 18.15.1.2, un dispositivo de anclaje es suficientemente rígido si la esbeltez de su placa de asiento verifica la siguiente relación:

$$\frac{n}{t} \leq 0,08 \sqrt{\frac{Eb}{fb}} \rightarrow \frac{5cm}{3cm} = 1,67 < 0,08 \sqrt{\frac{20110MPa}{23,1MPa}} = 2,36 \therefore \text{Placa suficientemente rigida}$$

t : Espesor promedio de la placa de asiento.

n : Mayor distancia entre el borde exterior de la placa de acuanamiento y el borde exterior de la placa de asiento. Para las placas de asiento rectangulares esta distancia se mide en forma paralela a los bordes de dicha placa. Si el anclaje no tiene placa de acuanamiento, la dimensión de la placa de acuanamiento se adoptará como la distancia entre los orificios de acuanamiento más alejados en la dirección correspondiente. Para el tipo de anclaje A-12, la distancia entre el borde exterior del cilindro de anclaje (3) o placa de acuanamiento, y el borde exterior de la placa de asiento (1) es la siguiente:

$$n = \frac{(1) - (3)}{2} = \frac{0,25m - 0,15m}{2} = 0,05m = 5cm$$

fb : Carga máxima mayorada del cable P_{ui} dividida por el área de asiento efectiva A_b .

A_b : Área neta efectiva de la placa de asiento calculada como el área A_g menos el área de los orificios de la placa de asiento.

A_g : Área total (bruta) de la placa de asiento si se satisface los requisitos de esbeltez de la placa que se está verificando. Entonces en principio suponiendo que se cumple, se calcula esta área considerando las dimensiones de la placa:

$$A_g = (h_{anc})^2 = (0,25m)^2 = 0,0625 m^2$$

Los anclajes son para 12 cordones de diámetro nominal $d_n = 12,7mm = 1,27cm$, entonces:

$$A_b = A_g - 10 \frac{\pi * (d_n)^2}{4} = 0,0625m^2 - 10 * \frac{\pi * (0,0127m)^2}{4} = 0,0612m^2$$

$$fb = \frac{P_{pu} i}{A_b} = \frac{1,41MN}{0,0612m^2} = 23,1MPa$$

E_b : Módulo de elasticidad del material de la placa de asiento, según *PRECON S.R.L. – “Manual técnico de sistema de pretensado PRECON”*, la placa de asiento se realiza con acero SAE 1010.

6.2.6.5.2. Verificación diseño de zona local.

Según *CIRSOC 201 (versión 2005) – 18.15.1.1*, la resistencia efectiva a la compresión en el apoyo de hormigón utilizada para el diseño debe verificar:

$$fb \leq 0,7 \phi f'_{ci} \sqrt{\frac{A}{A_g}} \rightarrow 23,1MPa < 0,7 * 0,85 * 24,5MPa \sqrt{\frac{0,13m^2}{0,0625m^2}} = 21,4MPa \rightarrow BC$$

$$fb \leq 2,25 \phi f'_{ci} \rightarrow 28,84MPa < 2,25 * 0,85 * 24,5MPa = 46,86MPa \rightarrow BC$$

A : Área máxima de la parte de la superficie de asiento que es geométricamente similar al área cargada y concéntrica con la misma. Es decir, el área de influencia de la sección de hormigón en la placa de anclaje considerada, la peor condición es la menor área de influencia por lo que se considera:

$$A = b_{w\text{apoyo}} s_a = 0,482m * 0,27m = 0,14m^2$$

Según *CIRSOC 201 (versión 2005) – 18.15.1*, al no verificarse estas condiciones en la zona local se deberá utilizar dispositivos de anclaje especiales que deberán cumplir con los ensayos especificados en *CIRSOC 201 (versión 2005) – 18.15.1.4*.

6.2.7. CONDICIONES DE SERVICIO – CONTROL DE FISURACION.

6.2.7.1. Introducción.

Según *CIRSOC 201 (versión 2005) – Tabla 18.3: “Requisitos para el diseño en condiciones de servicio”* para un elemento pretensado clase T, no existe ningún requisito de control de fisuración.

De todos modos, en este apartado se determinará el ancho máximo de fisura con el fin de evaluar en qué condiciones de fisuración trabaja la viga pretensada. Para ello se trabajará con *ACI 224R – 4.5 “Fisuración por flexión en hormigón pretensado”*.

6.2.7.2. Predicción del máximo ancho de fisura por flexión sin armadura mínima.

Según *ACI 224R – 4.5* se proponen las siguientes ecuaciones para predecir el máximo ancho de fisura por flexión. En este caso no se cuenta con armadura mínima entonces el acero que impedirá la fisuración será el de pretensado.

$$Wmax_1 = C_1 * \frac{f_{ct}}{E_c} * d_c = 1,85 * \frac{5,35MPa}{23263,8MPa} * \frac{0,082m}{1000} = 0,035mm$$

$$Wmax_2 = C_2 * \frac{f_{ct}}{E_c} * d_c * \sqrt[3]{A} = 1,39 * \frac{5,35MPa}{23263,8MPa} * \frac{0,082m}{1000} * \sqrt[3]{3613,12mm^2} = 0,402mm$$

$C_1; C_2$: Coeficientes de adherencia que dependen del tipo de acero más próximo a la cara traccionada. Para cables: $C_1 = 1,85$ y $C_2 = 1,39$

f_{ct} : Tensión de tracción en la cara traccionada. Según para el estado definitivo total, en la fibra inferior = 5,35MPa

E_c : Módulo de elasticidad del hormigón = 27806MPa

d_c : Mínimo recubrimiento del hormigón hasta el baricentro del acero en la cara traccionada. Como se puede observar en la **Figura 87**, $d_c = d = 0,082m = 82mm$

A : Área traccionada efectiva del hormigón por barra, es igual al área traccionada efectiva alrededor de la armadura de tracción por flexión que tiene el mismo baricentro que dichas armaduras, dividido por el número de cordones o barras.

$$A = \frac{d_{cg} * b}{n} = \frac{2 * 0,082mm * 705mm}{32} = 3613,12 mm^2$$

d_g : Centro de gravedad del acero. Como se puede observar en la **Figura 87**, $d_{cg} = d = 82mm$

b : Ancho de la viga en la cara traccionada = 600mm

n : Número de cordones o barras. En este caso, número de cordones = 32

$$Wmax_3 = \frac{h_2}{h_1} * 5,85 * 10^{-5} * \frac{At}{\Sigma o} * (\Delta f_s)$$

$$Wmax_3 = \frac{1,26m}{1,24m} * 5,85 * 10^{-5} * \frac{179,21 in^2}{50,94 in^2} * (99,06 ksi) * \frac{25,4mm}{1in}$$

$$Wmax_3 = 0,53mm$$

h_2 : Distancia entre el eje neutro y el baricentro de la armadura. Según **Figura 87**, para la sección en su estado final es igual a $e_2 = 1,26m$.

h_1 : Distancia entre el eje neutro y la cara traccionada del hormigón. Según **Figura 87**, para la sección en su estado final es igual a $y_2 = 1,24m$.

Δf_s : Tensión neta en el tendón pretensado o magnitud de la tensión de tracción en la armadura convencional para cualquier nivel de carga, en el cual se toma como punto de referencia la carga de descompresión (aquí descompresión significa $f_{cm} = 0$ al nivel de la armadura), $\text{ksi} = (f_m - f_d)$.

f_m : Tensión en el acero de pretensado para la carga de servicio máxima (mayor que la de descompresión).

f_{cm} : Tensión en el hormigón a nivel de la armadura de pretensado para la carga de servicio máxima (mayor que la de descompresión).

f_d : Tensión en el acero de pretensado correspondiente a la carga de descompresión.

f_{cd} : Tensión en el hormigón a nivel de la armadura de pretensado correspondiente a la carga de descompresión, es decir $= 0$

$$f_{cd} = -\frac{P_o}{A_g I_1} - \frac{P_o * e_1^2}{I_1} + \frac{\Delta P_o}{A_g I_2} + \frac{\Delta P_o * e_2^2}{I_2} + \frac{(M D_1 + M D_2) * e_1}{I_1} + \frac{M D_3 * e_2}{I_2} + \frac{M * e_2}{I_2}$$

$$f_{cd} = 0$$

$$f_{cd} = -\frac{3,53MN}{0,7787m^2} - \frac{3,53MN * (0,867m)^2}{0,328m^4} + \frac{0,225MN}{1,2425m^2} + \frac{0,225MN * (1,24m)^2}{0,621m^4} + \frac{(2,66MNm + 1,84MNm) * 0,867m}{0,328m^4} + \frac{0,87MNm * 1,24m^2}{0,621m^4} + \frac{M * e_2}{I_2} = 0$$

$$f_{cd} = 0,71MPa + \frac{M_{cd} * (1,24m)^2}{0,621m} = 0 \rightarrow M_{cd} = -0,71MPa * \frac{0,621m}{(1,24m)^2} = -0,36MNm$$

$$\text{para } f_{cm} = 5,35MPa \rightarrow M_{cm} = (5,35MPa - 0,71MPa) * \frac{0,621m}{(1,24m)^2}$$

$$M_{cm} = 2,32MNm$$

$$\Delta M = M_{cm} - M_{cd} = 2,32MNm - (-0,36MNm) = 2,68MNm$$

$$\Delta P = \frac{2,68MNm}{1,24m} = 2,16MN$$

$$\Delta f_s = \frac{\Delta P}{A_{ps}} = \frac{2,16MN}{3,15 \times 10^{-3}m^2} * \frac{1ksi}{6,895MPa} = 99,060ksi$$

A_t : Área traccionada efectiva del hormigón, es igual al área traccionada efectiva alrededor de la armadura de tracción por flexión que tiene el mismo baricentro que dichas armaduras.

$$A_t = 2 * d_{cg} * b = 2 * 80mm * 705mm = 115620mm^2 * \frac{1in^2}{(25,4mm)^2} = 179,21 in^2$$

Σo : Sumatoria de las circunferencias de los elementos de refuerzo, in

$$\begin{aligned}\Sigma o &= \pi * dn * n^{\circ}cordones = \pi * 12,7mm * 32 = 1276,1mm * \frac{1in}{25,4mm} \\ &= 50,24179,21 in\end{aligned}$$

Adoptamos como $W_{max} \rightarrow W_{max_3} = 0,53mm$

6.2.7.3. Ancho de fisura admisible – Verificación sin armadura mínima.

En su capítulo 19: “Dimensionado para la capacidad de servicio”, en el punto 19.2.2 “Limitación del ancho de fisuras”, el ancho de fisura admisible para estructuras de hormigón pretensado visibles desde más de 2m ubicadas en ambientes con agresividad media es **wadm= 0,2mm**.

Según **ACI 318** y **ACI 224R** especifican que el ancho de las fisuras en condiciones de servicio para estructuras expuestas a la intemperie o ambientes agresivos no debe superar típicamente los **0.3 mm**. Este valor puede ser más estricto en situaciones de exposición severa o corrosiva.

$$W_{max_3} = 0,53mm > W_{adm} = 0,20mm \therefore M.C.$$

Si bien la diferencia es pequeña, según recomienda **F. Leonhardt – Estructuras de Hormigón Armado – Tomo V: “Hormigón pretensado”**, siempre es aconsejable colocar una armadura mínima para limitar la abertura de las fisuras en la zona traccionada.

6.2.7.4. Armadura mínima.

Según **F. Leonhardt – Estructuras de Hormigón Armado – Tomo V: “Hormigón pretensado”**, en su capítulo 19: “Dimensionado para la capacidad de servicio”, en el punto 19.2.2 “Limitación del ancho de fisuras”, se tienen dos exigencias de cuantías mínimas que respetar y aéreas efectivas a determinar, que se desarrollarán a continuación.

6.2.7.4.1. Control de tensiones – Cuantía mínima.

Para el caso de flexión:

$$\mu_s \min = 0,4 * \left(\frac{f_{ct}}{f_y} \right) = 0,4 * \left(\frac{5,92MPa}{420MPa} \right) = 0,56\%$$

f_{ct} : Tensión de tracción admisible en estado de servicio del hormigón pretensado clase T.
 $f_{ct} = 5,92MPa$.

f_y : Tensión de fluencia del acero de la armadura pasiva de fisuración= 420MPa
Cuantía control de deformaciones - Cuantía Mínima.

6.2.7.4.2. Cuantía control de deformaciones - Cuantía Mínima.

La cuantía necesaria para no sobrepasar una wadm exigidos es fácil de determinar con el diagrama de Falkner (Figura 19.2 de F. Leonhardt – Estructuras de Hormigón Armado – Tomo V: “Hormigón pretensado”), ingresando con los siguientes valores:

Factor de corrección para H-35: $f = 1,25$

$$\text{Para flexión simple: } \frac{H-c}{H} = \frac{1,85m+0,02m-0,104m}{1,85m+0,20m} = 0,95$$

Diámetro de barra adoptado: $\phi_{bf} = 16mm$ } Según diagrama Falkner
Ancho de fisura admisible: $W_{adm} = 0,20mm$ } $\mu'_s \min = 0,85\%$

c : Distancia desde la fibra superior comprimida hasta el eje neutro de deformaciones = 0,104m

H : Altura total de la viga pretensada = 2,05m

$$\rightarrow \mu_s \min = k_b * f * \mu'_s \min = 0,95m * 1,25 * 0,85\% = 1,01\%$$

6.2.7.4.3. Armadura necesaria.

Área efectiva de hormigón traccionado: A_{bw} .

Las cuantías calculadas se refieren a la siguiente sección de hormigón para flexión en zonas de borde:

$$A_{bw} = b * dw = 70,5cm * 14,8cm = 1043 cm^2$$

dw : Altura efectiva, para el caso de vigas en flexión corresponde:

$$dw = rinf + d \text{ estribo} + \frac{\phi bf}{2} + 5 \phi bf$$

$$dw = \left((44mm + 8mm) + \frac{16mm}{2} + 5 * 16mm \right) * \frac{1cm}{10mm} = 14,8cm$$

b : Zona traccionada: $b = 70,5cm$

Área necesaria de armadura: A_{sf} .

Se toma como cuantía, la mayor cuantía mínima.

$$A_{sf} = A * \mu_s \min = 1043 cm^2 * 1,01\% = 10,53 cm^2$$

6.2.7.4.4. Armadura adoptada.

Se adoptan **6 ϕ 16mm**, entonces:

$$A_{sf \text{ adop}} = n^{\circ} \text{ armadura pasiva} * \frac{\pi * \phi^2}{4} = 8 * \frac{\pi * 1,6cm^2}{4} = 12,06 cm^2$$

6.2.7.5. Predicción del máximo ancho de fisura por flexión con armadura mínima.

Según **ACI 224R-4.5**, de las ecuaciones vistas en el punto **6.5.9.1** se utilizará la ecuación de **w_{max2}** , ya que fue la que conllevó a uno de los valores más elevados y es la más adecuada cuando se dispone armadura mínima de fisuración.

$$W_{max2} = C2 * \frac{f_{ct}}{E_c} * dc * \sqrt[3]{A} = 0,97 * \frac{5,35MPa}{23263,8MPa} * 8,2mm * \sqrt[3]{12085mm^2}$$

$$W_{max2} = 0,27mm$$

$C2$: Coeficientes de adherencia que dependen del tipo de acero más próximo a la cara traccionada. Para barras de armadura: $C2 = 0,97$.

dc : Mínimo recubrimiento del hormigón hasta el baricentro del acero en la cara traccionada:

$$dcg = rinf + d \text{ estribo} + \frac{\phi bf}{2} = \left((44mm + 8mm) + \frac{16mm}{2} \right) * \frac{1cm}{10mm} = 6cm = 60mm$$

A: Área traccionada efectiva del hormigón por barra, es igual al área traccionada efectiva alrededor de la armadura de tracción por flexión que tiene el mismo baricentro que dichas armaduras, dividido por el número de cordones o barras.

$$A = \frac{2 * b * d_{cg} * b}{n} = \frac{2 * 70,5cm * 6cm}{6} = 141 \text{ cm}^2 = 14100 \text{ mm}^2$$

d_{cg} : Centro de gravedad del acero. La armadura de fisuración mínima se disponer en una sola capa entonces: $d_{ct} = d_c = 6cm$.

b : Ancho de la viga en la cara traccionada = 70,5cm.

n : Número de cordones o barras. El número de barras de la armadura de fisuración = 6

6.2.7.6. Ancho de fisura admisible – Verificación con armadura mínima.

$$W_{max_3} = 0,27mm < W_{adm} = 0,30mm \therefore B. C.$$

6.2.8. CONDICIONES DE SERVICIO: CONTROL DE FLECHA.

6.2.8.1. INTRODUCCIÓN.

Según *CIRSOC 201 – Tabla 18.3: “Requisitos para el diseño en condiciones de servicio”* para un elemento pretensado clase T, se exige controlar la flecha trabajando con la sección fisurada.

6.2.8.2. MOMENTOS DE INERCIA PARA ELEMENTOS DE HORMIGÓN. PRETENSADO CLASE T .

6.2.8.2.1. Momento de inercia de la sección fisurada de hormigón: I_{cr} .

El eje neutro de tensiones está dentro de la losa colaborante, por lo cual para la determinación del momento de inercia fisurado se debe tener en cuenta la sección de hormigón no fisurada que está por encima del eje neutro de tensiones y la armadura activa inferior homogeneizada.

$$I_{cr} = \frac{bla^3}{12} + bl a \left(\frac{a}{2} \right)^2 + \frac{Eps}{Ec} Aps (dp - a)^2$$

$$I_{cr} = \frac{2,31m * (0,08m)^3}{12} + 2,31m * 0,08m * \left(\frac{0,08m}{2} \right)^2 + \frac{195000MPa}{27806MPa} * 3,16 \times 10^{-3} m^2 (1,97m - 0,08)^2$$

$$I_{cr} = 0,0790 m^4$$

I_{cr} : Momento de inercia de la sección fisurada de hormigón.

b : Ancho del borde comprimido de la sección = $bl = 2,31m$

dp : Distancia desde la fibra más comprimida hasta el baricentro de la armadura tesa en el centro del tramo = $1,97m$

a : Distancia desde la fibra superior comprimida hasta el eje neutro de tensiones = $0,08m$

Aps : Área acero de pretensado ubicado en la zona traccionada por flexión = $2,96 \times 10^{-3} m^2$

Ec : Modulo de elasticidad del hormigón = $27806MPa$

Eps : Modulo de elasticidad del acero de la armadura activa = $195000MPa$

Este método para la determinación del momento de inercia es simplificado, pero según *Portland Cement Association (PCA) – “Notas sobre ACI 318-02 – Requisitos para hormigón estructural con ejemplos de diseño”* es muy similar a valores obtenido con métodos más complejos y solo conlleva a un error de aproximadamente el 1%.

6.2.8.2.2. Momento de inercia efectivo: I_e .

Según *CIRSOC 201 – 9.5.4.2* se recomienda trabajar con la *expresión (9-8)* de este reglamento para determinar el momento de inercia efectivo para elementos pretensados clase T solicitados a flexión.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g$$

$$I_e = \left(\frac{1,73 \text{ MNm}}{2,34 \text{ MNm}} \right)^3 * 0,62 \text{ m}^4 + \left[1 - \left(\frac{1,73 \text{ MNm}}{2,34 \text{ MNm}} \right)^3 * 0,079 \text{ m}^4 \right] = 0,30 \text{ m}^4$$

$$I_e = 0,30 \text{ m}^4 < 0,62 \text{ m}^4$$

I_e : Momento de inercia efectivo para el cálculo de las flechas.

I_g : Momento de inercia de la sección total o bruta del elemento de hormigón, con respecto al eje baricéntrico, sin considerar la armadura = $I_2 = 0,62 \text{ m}^4$

I_{cr} : Momento de inercia de la sección fisurada de hormigón = $I_{cr} = 0,0749$

M_a : Momento máximo sin mayorar en un elemento para la etapa en la que se calcula su flecha. Según se vio al aplicarse las sobrecargas accidentales recién se llega a la tracción en el borde inferior de la viga, por ende, solo para este momento la sección estará fisurada, entonces = $M_a = M_L = 2,34 \text{ MNm}$

M_{cr} : Momento de fisuración, según artículo *CIRSOC 201 – 9.5.2.3*:

$$M_{cr} = f_r * W_{2i} = 3,7 \text{ MPa} * 0,469 \text{ m}^3 = 1,73 \text{ MNm}$$

f_r : Módulo de rotura del hormigón o resistencia a la tracción por flexión, para clase T.

Según *CIRSOC 201 – 9.5.2.3*: $f_r = 0,625 \sqrt{f'_c} = 0,625 \sqrt{35 \text{ MPa}} = 3,7 \text{ MPa}$

6.2.8.2.3. Flecha máxima para elementos de hormigón.

Para la determinación de la máxima flecha en elementos pretensados se trabajará con *Portland Cement Association (PCA) – “Notas sobre ACI 318-02 - Requisitos para hormigón estructural con ejemplos de diseño”*, mediante la siguiente expresión:

$$f_{max} = - \underbrace{\frac{\Delta p_0}{1} + \frac{\Delta_0}{2}}_{[3]} - \underbrace{\left[-\frac{\Delta P_u}{P_0} + (k_r C_u) \left(1 - \frac{\Delta P_u}{2P_0} \right) \right] \Delta P_0}_{[4]} + \underbrace{\frac{(k_r C_u) \Delta_0}{4}}_{[5]} + \underbrace{\frac{\Delta s}{5}}_{[6]} + \underbrace{\frac{(\beta_s k_r C_u) \Delta s}{6}}_{[7]} + \underbrace{\frac{\Delta l}{7} + \left[\left(\frac{M_s}{M_l} \right) \beta_s C_u \right] \Delta l}_{[8]}$$

1- Contraflecha inicial debido al momento de pretensado inicial luego de las pérdidas

Según tabla 3.2 *ACI 435R-34*, para cables curvos en el centro de la luz:

$$\Delta p_0 = P_0 \frac{(e_c - e_e) l^2}{12 E_c I_1} + \frac{P_0 e_e l^2}{8 E_c I_1 a} = \frac{3,53 \text{ MN} * 1,24 \text{ m} * (30 \text{ m})^2}{12 * 23264 \text{ MPa} * 0,328 \text{ m}^4} = 4,31 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$\Delta p_0 = 4,31 \text{ cm}$$

e_c : Excentricidad de la fuerza de pretensado P_0 respecto al eje baricéntrico de la sección en el centro del tramo = $e_1 = 1,24 \text{ m}$

e_e : Excentricidad de la fuerza de pretensado P_0 respecto al eje baricéntrico de la sección en los apoyos = 0

P_0 : Fuerza de pretensado luego de las pérdidas instantáneas= $2,95MN$

E_{ci} : Módulo de elasticidad del hormigón en el momento de tesado = $23264MPa$

I_{g1} : Momento de inercia de la sección con respecto al eje baricéntrico en el centro del tramo= $0,328m^4$

I_{g1a} : Momento de inercia de la sección con respecto al eje baricéntrico en los apoyos= $0,362m^4$

2- Flecha inicial debida al peso propio de la viga

$$\Delta_0 = \frac{5 M_0 l^2}{48 E_{ci} I_{g1}} = \frac{5 * 2,267MNm * (30m)^2}{48 * 23264MPa * 0,328m^4} = 0,0279m = 2,79cm$$

M_0 : Momento por peso propio de la viga en el centro de la luz= $MD1 = 2,224MNm$

3- Contraflecha adicional de la viga a largo plazo (dependiente del tiempo) debido al momento de pretensado.

Este término incluye los efectos de la fluencia lenta y las pérdidas de pretensado; es decir, el efecto de la fluencia lenta bajo tensión variable. Los valores medios de la relación de pérdidas de pretensado luego de la transferencia (excluyendo las pérdidas instantáneas), $(P_0 - P_e)/P_e$ son alrededor de 0,18; 0,21 y 0,23 para hormigón de peso normal, hormigón de agregados livianos y arena y hormigón liviano respectivamente. Un valor medio de $C_u = 2$ podría ser razonable para el factor de fluencia lenta debida a la fuerza última de pretensado y el peso propio. El factor k_r toma en cuenta el efecto de cualquier acero no pretensado, que reduce la contraflecha dependiente del tiempo.

$$\left[-\frac{\Delta P_u}{P_0} + (k_r C_u) \left(1 - \frac{\Delta P_u}{2P_0} \right) \right] \Delta P_0 = \left[-\frac{0,23MN}{3,53MN} + (1 * 2) \left(1 - \frac{0,23MN}{2 * 3,53MN} \right) \right] 4,31 \times 10^{-2}m$$

$$\left[-\frac{\Delta P_u}{P_0} + (k_r C_u) \left(1 - \frac{\Delta P_u}{2P_0} \right) \right] \Delta P_0 = 8,07 \times 10^{-2}m = 8,07cm$$

ΔP_u : Diferencia entre la fuerza de pretensado inicial (incluidas las pérdidas instantáneas) y la fuerza de pretensado final= $P_0 - P_e = \Delta P_{dif} = 0,23MN$

k_r : Factor que toma en cuenta el efecto de armadura no tesa:

$$k_r = \frac{1}{1 + \frac{A_s}{A_{sp}}} = \frac{1}{1 + \frac{0}{3,16 \times 10^{-3}m^2}} = 1$$

A_s : Área de armadura no tesa. Armadura de fisuración adoptada $A_{sfadop} = 0$

A_{sp} : Área de armadura tesa= $3,16 \times 10^{-3}m^2$

C_u : Factor de fluencia lenta debida a la fuerza última de pretensado y el peso propio= 2

Δp_0 : Contraflecha inicial debida al momento de pretensado inicial luego de las pérdidas instantáneas= $4,31 \times 10^{-2}m$

4- Flecha adicional a largo plazo debida al peso propio de la viga.

Usar el mismo valor de C_u utilizado en el término anterior 3. Debido a que la fluencia lenta debida al pretensado y al peso propio ocurre bajo las tensiones combinadas que ellos provocan, el efecto de cualquier acero no pretensado traccionado de reducir la flecha por fluencia lenta se incluye tanto en el término de la contraflecha 3 como en el término de la flecha 4.

$$(k_r C_u) \Delta_0 = (1 * 2) * 0,0279m = 0,0557m = 5,57cm$$

5- Flecha inicial de la viga bajo una carga permanente impuesta.

$$\Delta_s = 5 \frac{l^2}{48 E_c} \left(\frac{M_{d2}}{I_{g1}} + \frac{M_{d3}}{I_{g2}} \right) = 5 * \frac{(30m)^2}{48 * 27806MPa} * \left(\frac{1,84MN}{0,33m^4} + \frac{0,87MN}{0,62m^4} \right)$$

$$\Delta_s = 0,024m = 2,369cm$$

M_{d2} : Momento en el centro de la luz debido al peso propio de la losa y vigas secundarias= $1,84MNm$

M_{d3} : Momento en el centro de la luz debido a las cargas permanentes luego del colado del tablero= $0,87MNm$

I_{g1} : Momento de inercia de la sección con respecto al eje baricéntrico en el centro del tramo= $0,33 m^4$

I_{g2} : Momento de inercia de la sección con respecto al eje baricéntrico en el centro del tramo para la sección compuesta = $0,62 m^4$

E_c : Módulo de elasticidad del hormigón= $27806MPa$

6- Flecha adicional a largo plazo de la viga provocada por una carga permanente impuesta.

k_r es igual que en los términos 3 y 4, y se incluye en este término por el mismo motivo que se incluye en el término 4. Se recomienda un valor de $C_u = 1,6$, asumiendo que la carga se aplica 20 días después de la colocación del hormigón. β_s es un factor de corrección que considera la edad del hormigón de la viga en el momento de aplicación de la carga impuesta, si esta edad no es de 20 días (los mismos valores se aplican tanto para hormigón de peso normal como para hormigón liviano): $\beta_s = 1$ para una edad de 3 semanas; $\beta_s = 0,96$ para 1 mes; $\beta_s = 0,89$ para 2 meses; $\beta_s = 0,85$ para 3 meses y $\beta_s = 0,83$ para 4 meses.

$$(\beta_s k_r C_u) \Delta_s = (1 * 1 * 1,6) * 0,024m = 0,0379m = 3,79cm$$

C_u : Factor de fluencia lenta debida a las cargas permanentes impuestas= $1,6$

β_s : Factor de corrección que considera la edad del hormigón al aplicar las cargas permanentes. Se considera que se cargará la viga a los 20 días, entonces= 1

Δ_s : Flecha inicial de la viga bajo una carga permanente impuesta= $0,024cm$

7- Flecha inicial de la viga provocada por la sobrecarga.

Para el cálculo de la flecha por sobrecarga discretizamos la flecha por debida a la multitud compacta y sobrecarga en veredas (cargas distribuidas) y la flecha debida a la aplanadora (carga puntual: la cual no se dividirá entre los distintos rodillos y se tomará en el centro de la luz).

$$\Delta l_q = \frac{5 q t l^4}{384 E_c I_e} = \frac{5 * 0,0167 MNm * (30m)^4}{384 * 27806 MPa * 0,2976 m^4} = 0,021m = 2,12cm$$

$$\Delta l_p = \frac{P l^3}{48 E_c I_e} = \frac{0,06 MN * (30m)^3}{48 * 27806 MPa * 0,2976 m^4} = 0,004m = 0,44cm$$

$$\rightarrow \Delta l = \Delta l_q + \Delta l_p = 2,12cm + 0,44cm = 2,56cm$$

qt : Sobrecarga distribuida total, igual a la sobrecarga accidental de multitud compacta y la sobrecarga en las veredas:

$$qt = mc + mcv = 15KNm + 1,7KNm = 16,7KNm = 0,0167MNm$$

P : Sobrecarga puntual total, igual a la suma de las sobrecargas del rodillo trasero y del rodillo delantero:

$$P = Pd + Pt = 22KN + 42KN = 64KN = 0,06MN$$

I_e : Momento de inercia efectivo para el cálculo de las flechas= 0,2976m²

8- Flecha adicional a largo plazo de la viga provocada por la sobrecarga.

Esta flecha adicional con la fórmula propuesta, siendo Ml el momento total por sobrecarga y Ms la porción de larga duración del momento por sobrecarga y $Cu = 1,6$ para carga aplicada a una edad de 20 días, o bien multiplicada por el factor β_s correspondiente, como en el término 6.

$$\left[\left(\frac{Ms}{Ml} \right) \beta_s Cu \right] \Delta l = 0$$

Δl : Flecha inicial de la viga provocada por la sobrecarga

ML : Momento máximo sin mayorar en un elemento para la etapa en la que se calcula su flecha. Según se vio al aplicarse las sobrecargas accidentales recién se llega a la tracción en el borde inferior de la viga, por ende solo para este momento la sección estará fisurada, entonces= $ML = 2,347MNm$

Ms : Porción de larga duración del momento por sobrecarga= 0MN

$$\therefore f_{max} = -4,3cm + 2,79cm - 8,06cm + 5,57cm + 2,36cm + 3,79cm + 2,56cm + 0$$

$$\rightarrow f_{max} = 4,70cm$$

6.2.8.2.4. Flecha máxima para elementos de hormigón.

Según CIRSOC 201 – 9.5.4.4 las flechas de elementos de hormigón pretensado no deben exceder los límites establecidos en CIRSOC 201 – Tabla 9.5.b): “Flechas máximas admisibles”:

Tipo de elemento= Cubiertas o entrepisos que soportan o están unidos a elementos no estructurales que no pueden sufrir daños por grandes deformaciones.

$$f_{adm} = \frac{l}{240} = \frac{3000cm}{240} = 12,50cm$$

6.2.8.2.5. Verificación de deformación.

$$f_{max} = 4,70cm < f_{adm} = 12,50cm \therefore B.C.$$

6.2.9. ARMADURA DE LAS CARAS LATERALES.

Según CIRSOC 201 – Tabla 18.3.3: “Requisitos para el diseño en condiciones de servicio”, para elementos pretensados de clase T no se requiere ningún requisito de armadura de las caras laterales.

De todos modos, es inaceptable la aparición de fisuras de contracción en el alma de las vigas principales, por lo tanto, se dimensiona la armadura de las caras laterales como si se tratara de una viga de hormigón armado según el punto CIRSOC 201 – 10.6.7, colocándose a lo largo de ambas caras laterales del elemento una armadura longitudinal uniforme a una separación s

$$s \leq \begin{cases} 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5 Cc = 380 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} f_y} \right) - 2,5 Cc = 380 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} 420MPa} \right) - 2,5 * 55mm = 243mm \\ 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} 420MPa} \right) = 300mm \end{cases}$$

$$\rightarrow s_{max} = 243mm = 24,3cm$$

f_s : Tensión en la armadura más cercana a la cara traccionada bajo las cargas de servicio. Se permite tomar igual a $2/3 f_y$.

Cc : Menor distancia entre la superficie de la armadura o del acero de pretensado y la cara traccionada.

$$Cc = r_{lat} + \phi_{est} = 4,5cm + 1cm = 5,5cm = 55mm$$

El reglamento no define un criterio exacto para determinar la armadura de piel por ende adoptamos A_{smin} necesaria de armadura de piel el mayor de los A_{smin} obtenidos según el **CIRSOC 10.5.1**:

$$A_{smin} = \frac{1}{4} * \frac{\sqrt{f'c} * bw * d}{f_y} ; A_{smin} \geq \frac{1,4 * bw * d}{f_y} ; A_{smin} = 0,01 * bw * d$$

Armadura mínima en el apoyo:

$$A_{smin} = \frac{1}{4} * \frac{\sqrt{f'c} * bw * d}{f_y} = \frac{1}{4} * \frac{\sqrt{35MPa} * 0,48m * 1,31m}{420Mpa} = 0,00205m^2 = 20,5cm^2$$

$$A_{smin} = \frac{1,4 * bw * d}{f_y} = \frac{1,4 * 0,48 * 1,31m}{420Mpa} = 0,00296m^2 = 20,96cm^2$$

Armadura mínima en el tramo:

$$A_{smin} = \frac{1}{4} * \frac{\sqrt{f'c} * bw * d}{f_y} = \frac{1}{4} * \frac{\sqrt{35MPa} * 0,25m * 1,31m}{420Mpa} = 0,00107m^2 = 10,7cm^2$$

$$A_{smin} = \frac{1,4 * bw * d}{f_y} = \frac{1,4 * 0,25 * 1,31m}{420Mpa} = 0,00109m^2 = 10,9cm^2$$

Se adoptan barras $\phi 12mm$ separados cada 20 cm:

$$n^{\circ} \text{ franjas posibles} = \frac{\text{dalam}}{\text{separacion}} = \frac{1,31m}{0,20m} = 6,28 \text{ franjas}$$

$$A_{spiel \text{ apoyo}} = \pi * \frac{\phi^2}{4} * n^{\circ} \text{ franjas} * \frac{n^{\circ} \text{ barras}}{\text{franja}} = \pi * \frac{1,2cm^2}{4} * 6 \text{ franjas} * 4 \frac{\text{barras}}{\text{franja}}$$

$$A_{spiel \text{ apoyo}} = 27,1cm^2$$

$$A_{spiel \text{ tramo}} = \pi * \frac{\phi^2}{4} * n^{\circ} \text{ franjas} * \frac{n^{\circ} \text{ barras}}{\text{franja}} = \pi * \frac{1,2cm^2}{4} * 6 \text{ franjas} * 2 \frac{\text{barras}}{\text{franja}}$$

$$A_{spiel \text{ tramo}} = 13,6cm^2$$

Se verifica:

$$A_{spiel \text{ apoyo}} = 27,1cm^2 > A_{smin} = 20,96cm^2 \therefore B.C.$$

$$A_{spiel \text{ tramo}} = 13,6cm^2 > A_{smin} = 13,6cm^2 \therefore B.C.$$

6.2.10. VERIFICACIÓN COMO ELEMENTO DE HORMIGÓN CONSTITUIDO EN ETAPAS: CONECTORES.

6.2.10.1. INTRODUCCIÓN.

Para que la viga prefabricada y la losa trabajen en conjunto es necesario que no haya deslizamiento entre ellas. Para tal fin se disponen elementos de unión llamados conectores, que no son más que los estribos de la viga principal que se llevan hasta la losa. Se verificará si los estribos de la viga principal adoptados cumplen con los requisitos de *CIRSOC 201 - Capítulo 17*.

6.2.10.2. ESTRIBOS PARA CORTE HORIZONTAL.

6.2.10.2.1. Estribos disponibles.

Según *CIRSOC 201 - 17.6*, cuando se opte por colocar estribos para transmitir el corte horizontal se deben verificar las siguientes condiciones:

a. Separación máxima de estribos:

$$sv \leq \begin{cases} 4 \text{ veces la menor dimensión del elemento (hl)} = 4 * 20\text{cm} = 80\text{cm} \\ 400\text{mm} = 40\text{cm} \end{cases}$$

$$sv \text{ max} = 40\text{cm} > s = 35\text{cm} \rightarrow BC$$

hl: Espesor de la losa de tablero.

s: Separación de estribos.

b. Área de estribos mínima:

Este capítulo exige la verificación de los estribos mínimos según *CIRSOC 201 - 11.5.6.3*, tal como ya se realizó.

6.2.10.2.2. VERIFICACIÓN RESISTENCIA AL CORTE HORIZONTAL.

Según *CIRSOC 201 - 17.5.2* se debe verificar que:

$$d \geq 0,8h \rightarrow 1,97\text{m} > 0,8 * 2,05\text{m} = 1,64 \rightarrow BC$$

d: Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada tesa o no tesa.

h: Altura total de la sección transversal.

Según *CIRSOC 201 - 17.5.3* se debe verificar que:

$$Vdh = \phi Vnh \geq Vuv$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia. Para corte en combinaciones que no incluyan sismo, según *CIRSOC 201 - 9.3.2.3* = 0,75.

Vuv: Esfuerzo de corte mayorado en la sección considerada, en N.

$$Vu = 129,96\text{KN} = 1,299\text{MN}$$

V_{nh} : Resistencia nominal al corte horizontal. Según *CIRSOC 201* –17.5.3.3, cuando se coloquen estribos mínimos de acuerdo con lo indicado con el artículo 17.6 y las superficies de contacto estén limpias, libres de lechada y se haya hecho intencionalmente rugosas con una profundidad aproximada de 5mm, la resistencia al corte V_{nh} es:

$$V_{nh} = (1,8 + 0,6 \rho_v f_{yt}) \lambda b_w d \leq 3,5 b_v d$$

ρ_v : Relación entre el área de estribos y el área de la superficie de contacto: $A_v/s/b_v$.

$$\rho_v = \frac{\frac{A_v}{s}}{b_v} = \frac{6,28 \frac{cm^2}{m}}{0,483m} * \frac{1m^2}{(100cm)^2} = 0,00260$$

f_{yt} : Tensión de fluencia especificada da la armadura transversal no tesa, en $MPa = 420MPa$

b_w : Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular, $b_w \text{ apoyo} = 0,483m$

λ : Factor de modificación relacionado con la densidad del hormigón. Según *CIRSOC 201* – 11.7.4.3 para hormigón de densidad normal= 1

$$V_{nh} = (1,8 + 0,6 \rho_v f_{yt}) \lambda b_w d \leq 3,5 b_w d$$

$$V_{nh} = (1,8 + 0,6 * 0,00260 * 420MPa) * 1 * 0,483mm * 1,986mm = 2,33MN$$

$$V_{nh} = 2,154MN \leq 3,5 * 0,483m * 1,986m = 3,32MN$$

$$V_{dh} = \phi V_{nh} = 0,75 * 2,33MN = 1,75MN > V_u = 1,299MN \rightarrow BC$$

6.2.11. ESQUEMA FINAL.

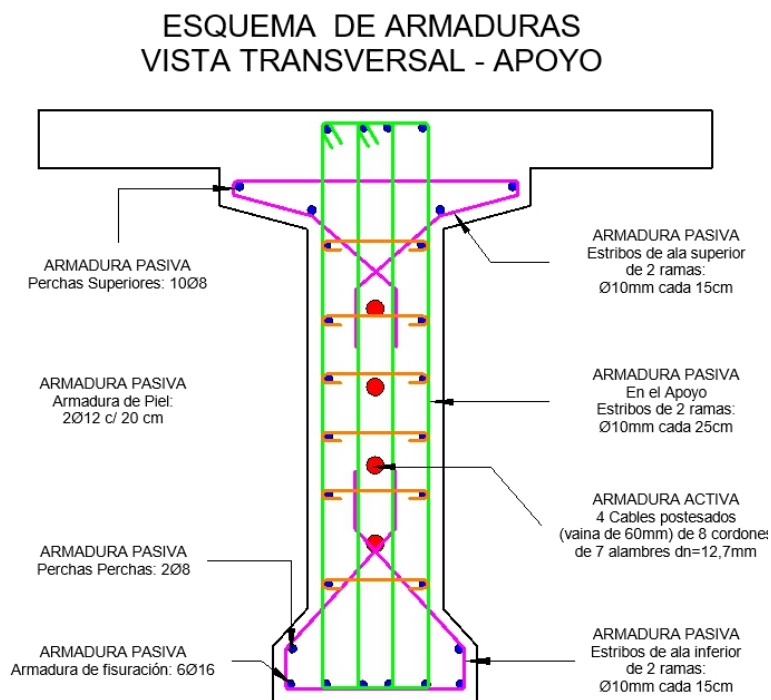


Figura 96: Esquema de armaduras viga principal, Apoyo.
Fuente: Elaboración Propia.

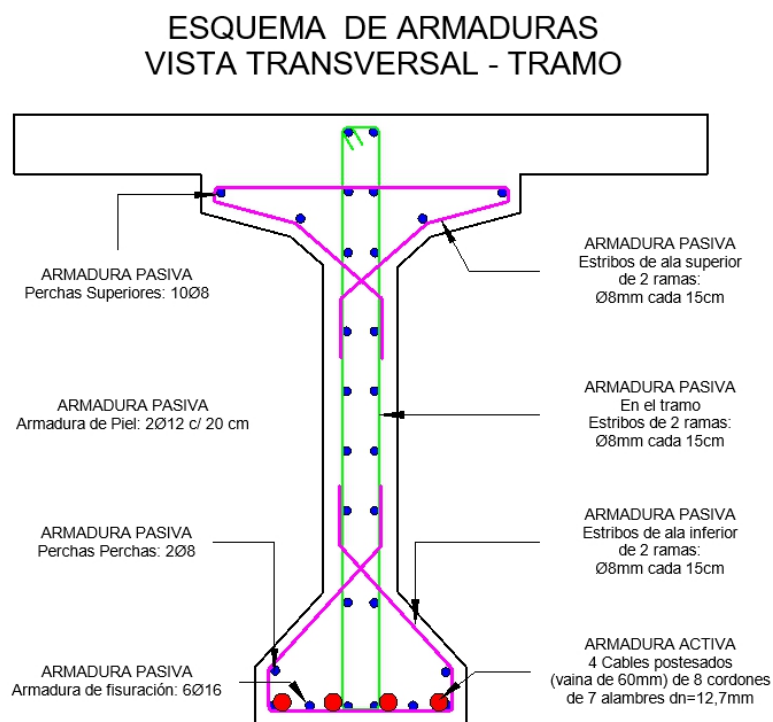


Figura 97: Esquema de armaduras viga principal, Tramo. Fuente:
Elaboración Propia.

ESQUEMA DE ARMADURAS - VISTA LONGITUDINAL

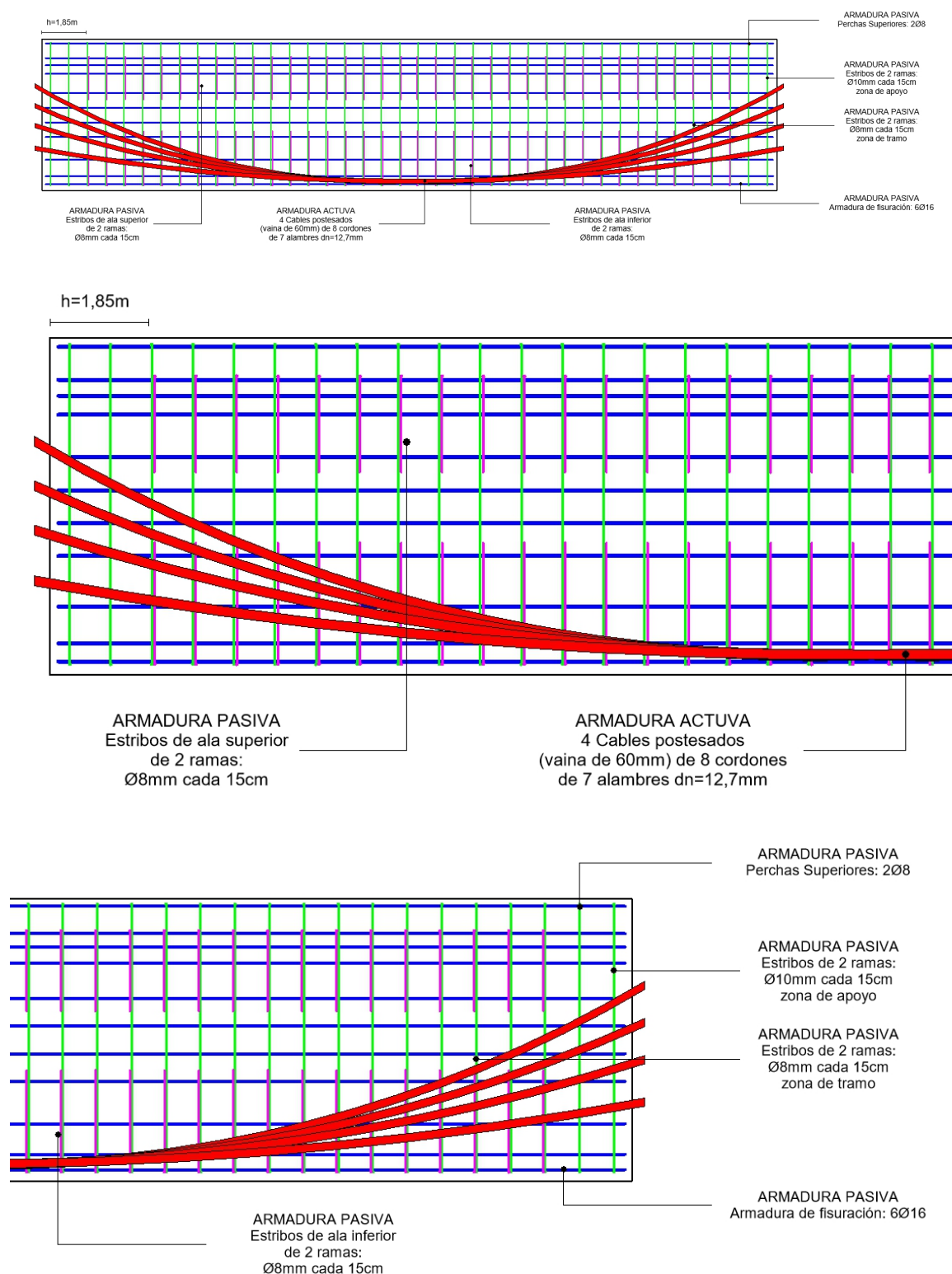


Figura 98: Esquema de armaduras viga principal, vista longitudinal.

Fuente: Elaboración Propia.



Figura 99: Fotografía armadura de viga principal, vista longitudinal.
Fuente: Melmix Hormigones.

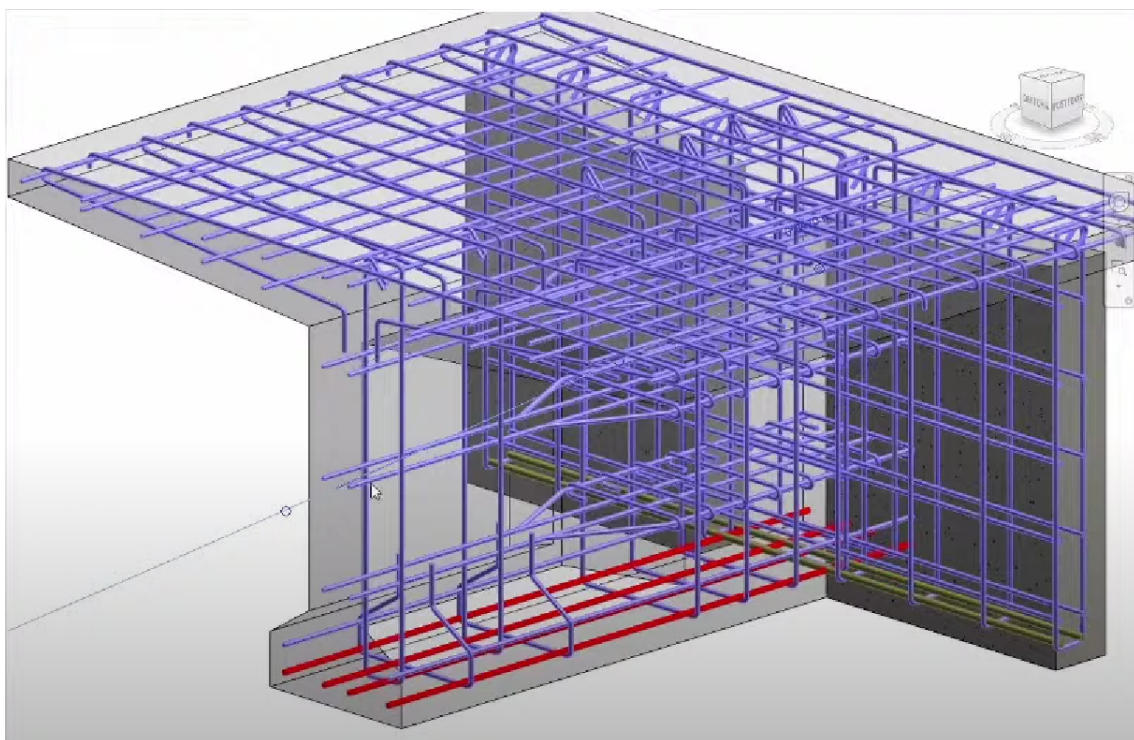


Figura 100: Esquema de armaduras viga principal, vista 3D.
Fuente: Elaboración Propia.

6.3. VIGAS SECUNDARIA.

6.3.1. DISEÑO.

6.3.1.1.DATOS.

Viga de hormigón armado, H-30 y acero ADN 420.

Arriostra las vigas principales.

Sección rectangular cuyas dimensiones se observan en la siguiente imagen:

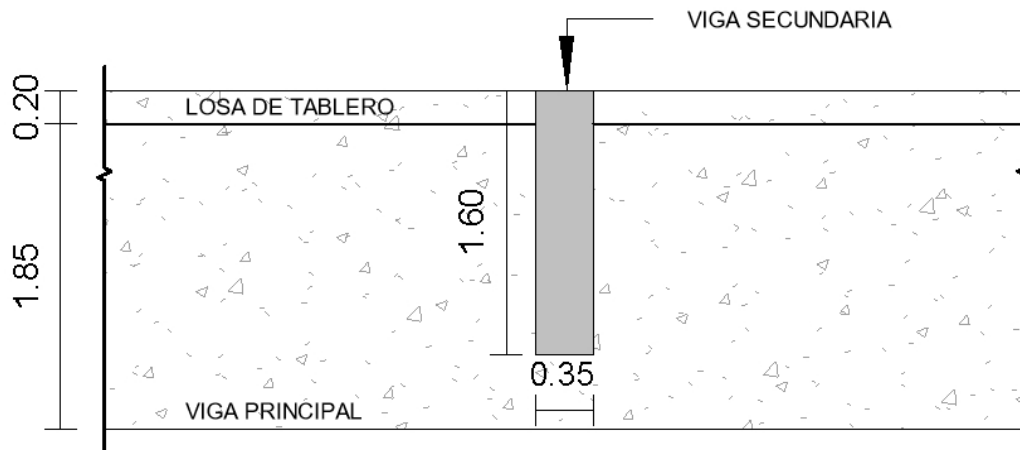


Figura 101: Sección de la viga secundaria. Fuente: Elaboración Propia.

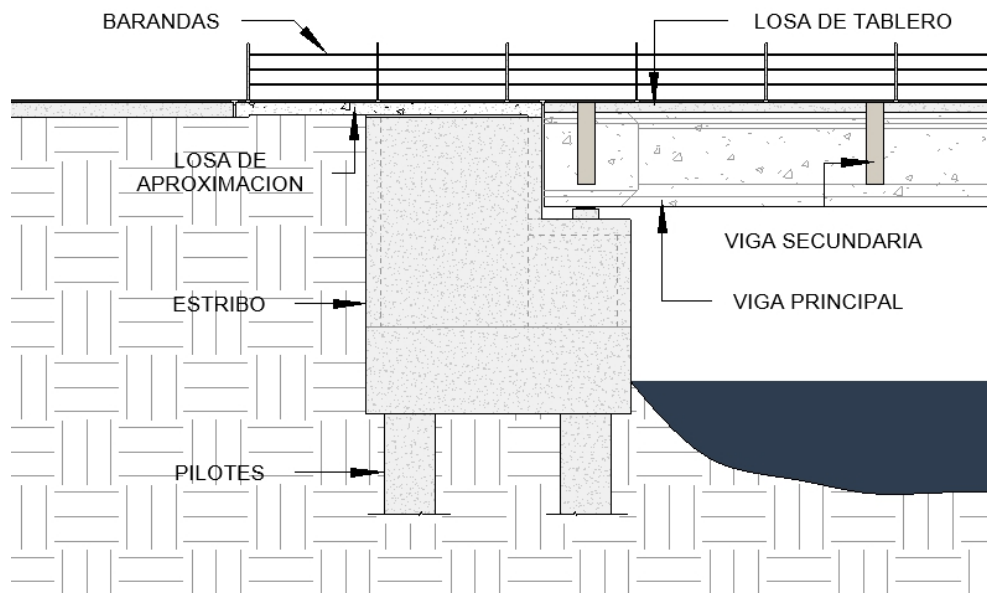


Figura 102: Ubicación de la viga secundaria. Fuente: Elaboración Propia.

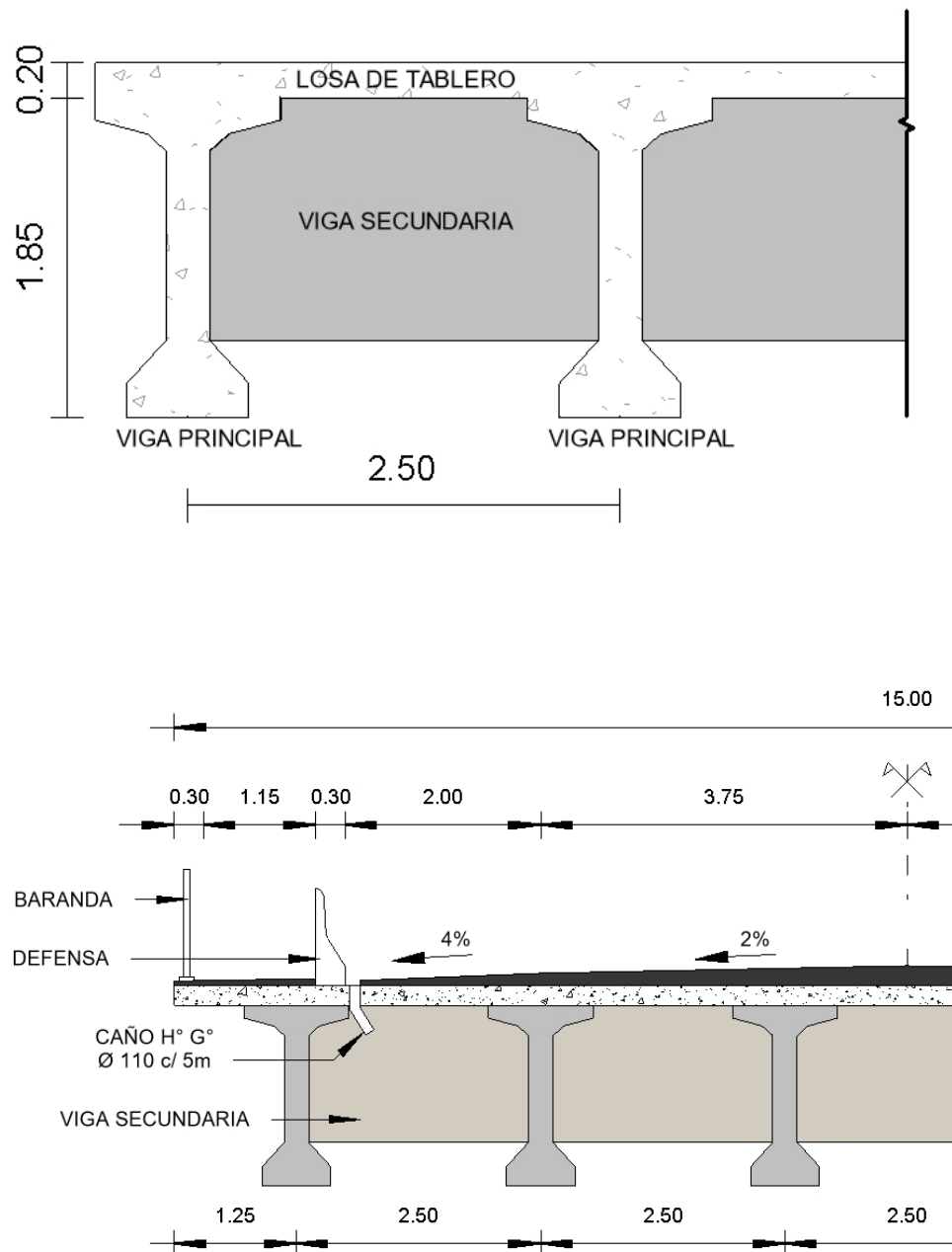


Figura 103: Viga secundaria, Sección longitudinal. Fuente: Elaboración Propia.

6.3.1.2. LUCES DE CÁLCULO.

Según BCPHA (DNV) – B.5.B.I, la luz de cálculo es:

$$l_{cal} = s_{vigasp} = 2,5m$$

6.3.2. ANALISIS DE CARGA.

La función de este elemento estructural es que actúen en conjunto las vigas longitudinales ante la carga móvil de la aplanadora, por ende, la única carga será esta.

6.3.2.1. IMPACTO.

Para este tipo de estructuras, según BCPHA A.2.C (FIGURA VI.1.16)

$$\phi = 1,4$$

6.3.2.2. SOBRECARGA ACCIDENTAL.

Según BCPHA A.2.B, se tiene un puente del tipo A-25, ya que pertenece a caminos secundarios y está sometido a tránsito de vehículos pesados.

Por lo tanto, se debe considerar como sobrecarga accidental a una aplanadora de 250KN.

La carga producida por la aplanadora tipo de 250KN se considera puntual por su gran magnitud en tan pequeña superficie.

Si se afecta la carga por el coeficiente de impacto mencionado en el punto anterior:

$$P = A \phi = 250KN * 1,4 = 350KN$$

Para determinar las máximas sollicitaciones, se debe considerar a la aplanadora en distintas posiciones, generando los siguientes estados:

Estado 1: Aplanadora centrada.

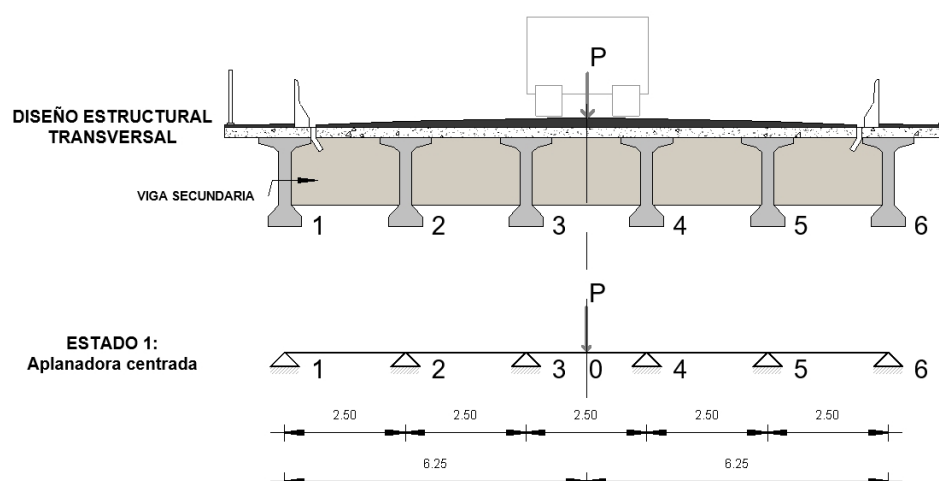


Figura 104: Estado 1: Aplanadora centrada. Fuente: Elaboración propia.

Estado 2: Aplanadora excéntrica.

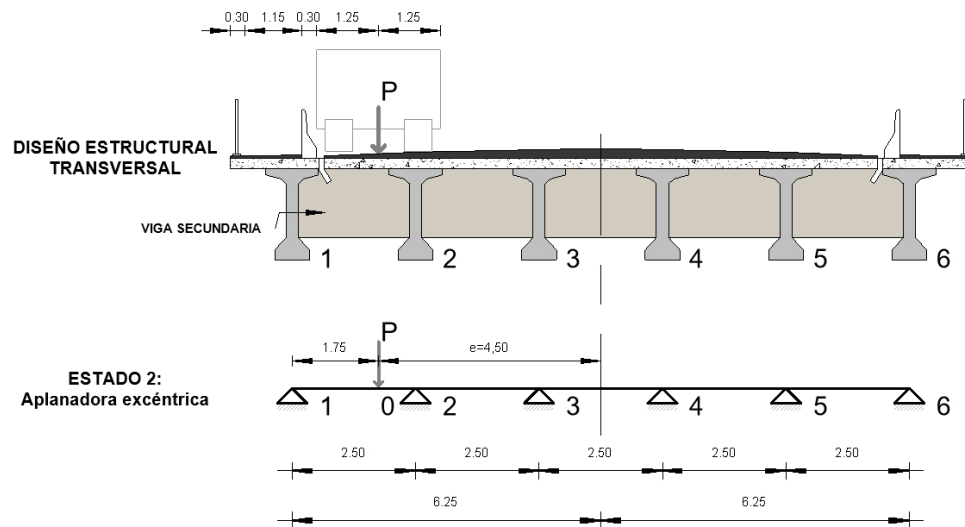


Figura 105: Estado 2: Aplanadora excéntrica. Fuente: Elaboración propia.

6.3.3. SOLICITACIONES.

6.3.3.1. SOLICITACIONES POR SOBRECARGA ACCIDENTAL L.

Este elemento no debe transmitir las reacciones rígidamente, sino que lo debe hacer de manera flexible es por ello que el cálculo de las reacciones y sus correspondientes solicitaciones se realiza de la siguiente manera:

$$N_i = \frac{P}{N^{\circ} \text{vigas}} \pm \frac{x_i * P * e}{\sum x_i^2} = \frac{P}{N^{\circ} \text{vigas}} + \frac{x_i * M}{\sum x_i^2}$$

N_i : Reacción en el apoyo i.

$N^{\circ} \text{vigas}$: Número de vigas principales= 16

P : Sobrecarga accidental de aplanadora afectada por el coeficiente de impacto= 350KN

e : Excentricidad de P respecto al eje baricéntrico de la viga secundaria.

M : Momento por excentricidad de carga P.

x_i : Distancia desde cada viga principal hasta el eje baricéntrico central de la viga secundaria.

$$x_1 = x_6 = 6,25m$$

$$x_2 = x_5 = 3,75m$$

$$x_3 = x_4 = 1,25m$$

$$\sum x_i^2 = [2 * (6,25 + 3,75 + 1,25)]^2 = 109,38 m^2$$

6.3.3.1.1. ESTADO 1: Aplanadora centrada.

- Reacciones (convención de signos $\uparrow +$)

$$e = 0m$$

$$M = 0KNm$$

$$N1 = N2 = N3 = N4 = N5 = N6 = \frac{350KN}{6} = 58,33KN$$

- Esfuerzos de corte (convención de signos $\uparrow +$)

$$V1_{der} = N1 = 58,33KN = V2_{izq}$$

$$V2_{der} = N1 + N2 = 116,67KN = V3_{izq}$$

$$V3_{der} = N1 + N2 + N3 = 175KN = V4_{izq}$$

$$V4_{der} = N1 + N2 + N3 + N4 = -116,67KN = V5_{izq}$$

$$V5_{der} = N1 + N2 + N3 + N4 + N5 = -58,33KN = V6_{izq}$$

- Momentos flectores (convención de signos $\curvearrowright +$)

$$M1 = M6 = 0KNm$$

$$M2 = N1 * 2,50m = 150KNm = 150KNm = M5$$

$$M3 = N2 * 2,50m + N1 * (2,50m + 2,50m) = 440 KNm = M4$$

$$M0 = N1 * 6,25m + N2 * 3,75m + N3 * 1,25m = 660 KNm = M_{max}$$

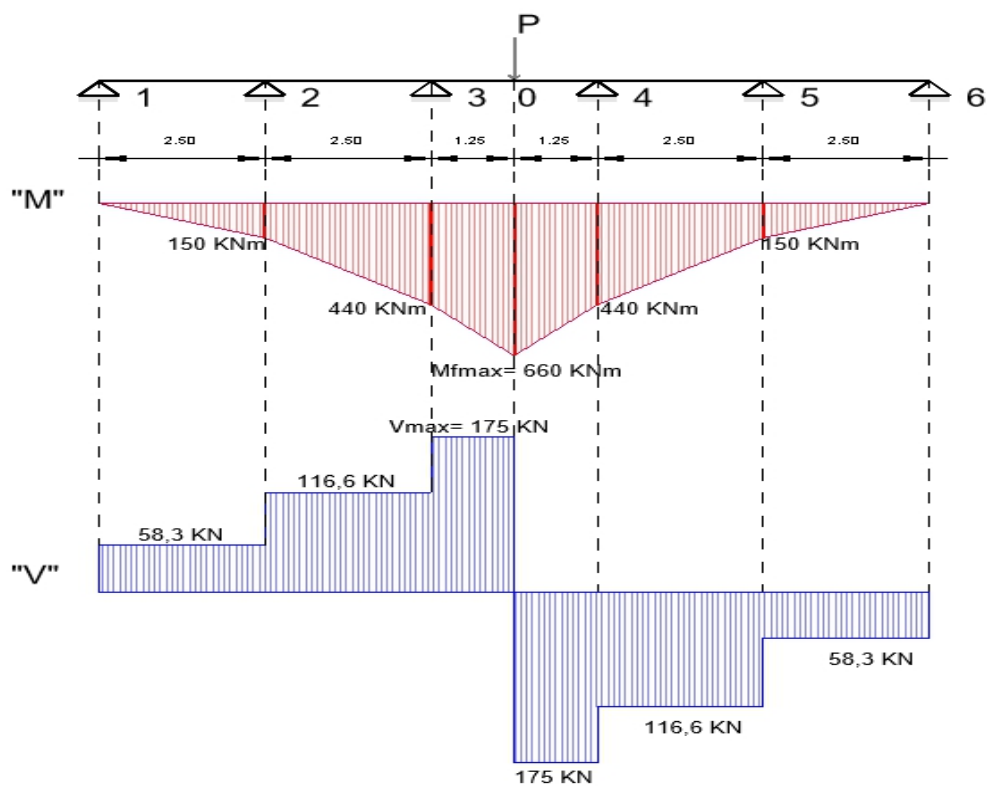


Figura 106: Solicitaciones en vigas secundarias producidas por la sobrecarga accidental –

Estado 1 – Fuente: Elaboración propia.

6.3.3.1.2. ESTADO 2: Aplanadora excéntrica.

- Reacciones (convención de signos $\uparrow +$)

$$e = \frac{L_{\text{tablero}}}{2} - (Ancho_{\text{baranda}} + L_{\text{vereda}} + Ancho_{\text{defensa}} + \frac{Ancho_{\text{aplandaro}}}{2})$$

$$e = \frac{15m}{2} - (0,3m + 1,15m + 0,30m + \frac{2,5m}{2}) = 4,50m$$

$$M = P * e = 350KN * 4,50m = 1575KNm$$

$$N1 = \frac{350KN}{6} + 6,25m * \frac{1575KNm}{109,38 m^2} = 148,33 KN$$

$$N2 = \frac{350KN}{6} + 3,75m * \frac{1575KNm}{109,38 m^2} = 111,23 KN$$

$$N3 = \frac{350KN}{6} + 1,25m * \frac{1575KNm}{109,38 m^2} = 76,33 KN$$

$$N4 = \frac{350KN}{6} - 1,25m * \frac{1575KNm}{109,38 m^2} = 40,33 KN$$

$$N5 = \frac{350KN}{6} - 3,75m * \frac{1575KNm}{109,38 m^2} = 4,33 KN$$

$$N6 = \frac{350KN}{6} - 6,25m * \frac{1575KNm}{109,38 m^2} = -31,67KN$$

- Esfuerzos de corte (convención de signos $\uparrow +$)

$$V1_{\text{der}} = N1 = 148,33 KN = V0_{\text{izq}}$$

$$V0_{\text{der}} = N1 - P = -201,67KN = V2_{\text{izq}}$$

$$V2_{\text{der}} = N1 + N2 - P = -89,33KN = V3_{\text{izq}}$$

$$V3_{\text{der}} = N1 + N2 + N3 - P = -13KN = V4_{\text{izq}}$$

$$V4_{\text{der}} = N5 + N6 = 27,33KN = V5_{\text{izq}}$$

$$V5_{\text{der}} = N6 = 31,67KN = V6_{\text{izq}}$$

- Momentos flectores (convención de signos $\curvearrowright +$)

$$e^* = 6,25m - e = 6,25m - 4,5m = 1,75m$$

$$M1 = M6 = 0KNm$$

$$M0 = 148,33 * 1,75m = 260KNm = M_{\text{max}}$$

$$M2 = N1 * 2,5m - P * (2,5m - 1,75m) = 108,33KNm$$

$$M3 = N2 * 2,5m + N1 * 5m - P * (5m - 1,75m) = -115 KNm$$

$$M4 = N3 * 2,5m + N2 * 5m + N1 * 7,5 - P * (7,5m - 1,75m) = -148KNm$$

$$M5 = N4 * 2,5m + N3 * 5m + N2 * 7,5m + N1 * 10 - P * (10m - 1,75m) = -79KNm$$

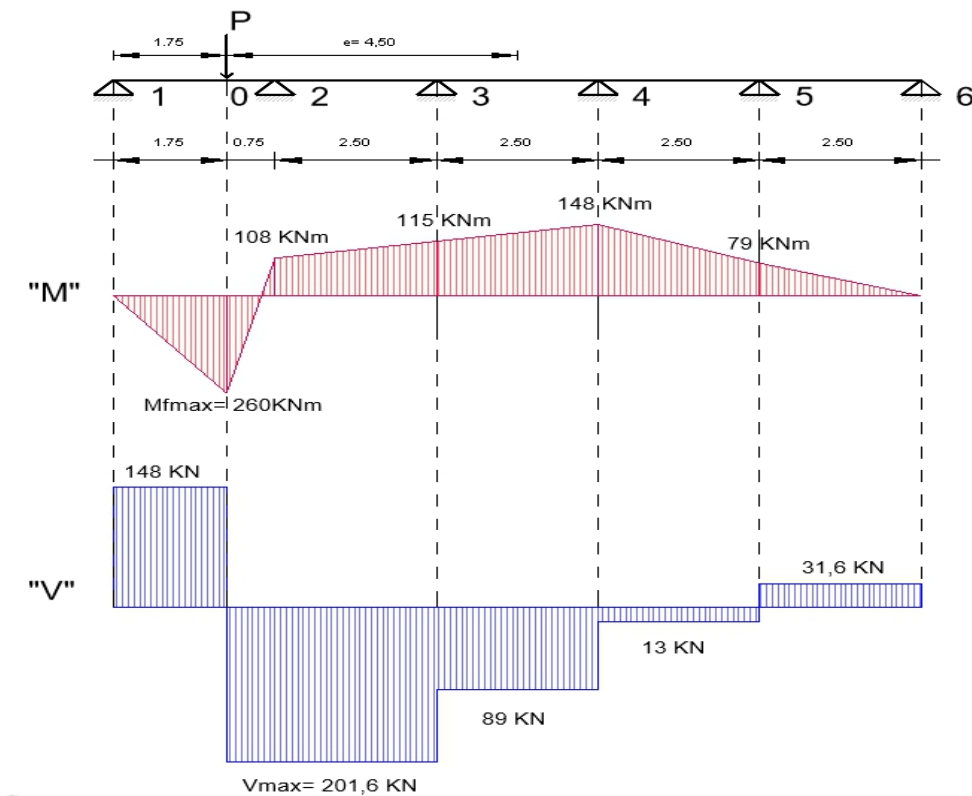


Figura 107: Solicitaciones en vigas secundarias producidas por la sobrecarga accidental – Estado 2. Fuente: Elaboración propia.

6.3.4. RESISTENCIA REQUERIDA.

Según CIRSOC 201 – 9.2, teniendo en cuenta que solo se consideró como cargas la sobrecarga de aplanadora (L) en la viga secundaria, la resistencia requerida es igual a:

$$Mu_{inf} = 1,6 M_{maxinf} = 1,6 * 660KNm = 1050KNm$$

$$Mu_{sup} = 1,6 M_{maxsup} = 1,6 * 115KNm = 184KNm$$

$$Vu = 1,6 V_{max} = 1,6 * 201,67KN = 322,27KN$$

6.3.5. DIMENSIONAMIENTO DE LAS SECCIONES DE HORMIGÓN.

6.3.5.1. ANCHO DE LA VIGA.

Se adopta un ancho de viga secundaria igual a $bw = 0,35m$

6.3.5.2. ALTURA TOTAL DE LA VIGA.

6.3.5.2.1. Por deformación.

Según *CIRSOC 201 – Tabla 9.5.a*): “Altura o espesor mínimo de vigas no pretensadas o losas armadas en una dirección, para el caso en que no se realice un cálculo de flechas”, para vigas o losas nervuradas en una dirección:

$$\rightarrow \text{Ambos extremos continuos: } h_{min} = \frac{l}{21} = \frac{2500mm}{21} = 119,05mm \approx 11,905cm$$

l : Luz del elemento (mm).

H : Espesor o altura total de la sección transversal de un elemento (mm).

6.3.5.2.2. Altura adoptada.

Las recomendaciones prácticas indican que lo más adecuado es adoptar la altura de la viga secundaria teniendo en cuenta las dimensiones de la viga principal, así la altura total resulta ser la de la viga principal menos la altura del ala inferior de la sección T. También es válido considerar que la viga secundaria abarque la altura de la losa de tablero, por lo tanto:

$$h = h_{VP} - h_{VP\text{ ala inf}} + h_{LT} = 1,85m - 0,45m + 0,2m = 1,60m > h_{min} = 0,119m$$

6.3.5.3. RECUBRIMIENTO MÍNIMO

Según *CIRSOC 201– Tabla 7.7.1*: “Recubrimientos mínimos para hormigón colocado en obra (no pretensado), para las clases de exposición A1 y A2”:

Hormigón en contacto vertical con el suelo o expuesto al aire libre

Para barras y alambres $db \leq 16mm$

$$r_{min} = 30mm = 3cm$$

r_{min} : Distancia desde la superficie del hormigón hasta la superficie exterior de la armadura a la que se le aplica el recubrimiento.

La clase de exposición de la estructura es A3, según esta misma tabla para este caso se debe incrementar 30% el recubrimiento anterior:

$$r_{A3min} = 1,3r_{min} = 1,3 * 30mm = 39mm = 3,9cm$$

$$r = 40mm = 4cm > r_{A3min} = 3,9cm$$

6.3.5.4. ALTURA ÚTIL DE LA VIGA.

Suponemos mayor diámetro de barra adoptado $db = 25mm$, colocado en 2 capas y diámetro de estribos $dest = 8mm$.

$$h = 1,85m ; r = 4cm = 0,04m$$

$$d = h - r - destr - db = 1,60m - 0,04m - 0,008m - 0,025m = 1,527m$$

6.3.6. DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA.

6.3.6.1. ARMADURA LONGITUDINAL – FLEXIÓN.

Adoptaremos armaduras longitudinales inferior y superior uniforme en toda la viga secundaria, por lo cual trabajaremos con los momentos máximos inferior y superior mayorados.

6.3.6.1.1. Factor de reducción de resistencia.

Según *CIRSOC 201 – 9.3.2* el factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura (ϕ) es para proyectar una sección con una rotura dúctil (precedida por importantes deformaciones y fisuraciones), se parte del supuesto:

$$\epsilon_c \leq 3‰ \text{ y } \epsilon = 5‰$$

$$\text{Sección controlada por tracción} \rightarrow \phi = 0,9$$

6.3.6.1.2. Diagrama tensión-deformación de la sección en estado de servicio.

Para f'_c : Resistencia especificada a la compresión del hormigón, para hormigón armado ($H - 30$) = $30MPa$

Según *CIRSOC 201 – 10.2.7.3* $\rightarrow \beta_1 = 0,85$

Según *CIRSOC 201 – 10.2.2.1* \rightarrow

$$f^*c = 0,85 f'_c = 0,85 * 30MPa = 25,5MPa = 25500 \frac{KN}{m^2}$$

Según *CIRSOC 201 – EJEMPLOS DE APLICACIÓN*

$$\rightarrow k_{amin} = 1,4 f^*c = 1,4 * 25,5MPa = 0,055$$

6.3.6.1.3. Separación libre mínima.

Según *CIRSOC 201 – 7.6.5*, la separación libre mínima en elementos sometidos a flexión (s_{min}) debe ser:

$$s \geq \begin{matrix} db = 2,5cm \\ 25mm = 2,5cm \\ 1,33TMN = 1,33 * 1,9cm = 2,52cm \end{matrix}$$

db : Mayor diámetro de la barra o alambre.

TMN : Tamaño máximo nominal de agregados.

$$s_{min} = 2,5cm$$

6.3.6.1.4. Dimensionamiento armadura longitudinal inferior.

a. Momento nominal.

Según CIRSOC 201 – 9.1.1 se debe verificar: $M_d = \phi M_n \geq M_u$

M_d : Resistencia o momento de diseño de la sección.

M_n : Resistencia o momento nominal de la sección.

M_u : Resistencia o momento requerido para resistir las cargas mayoradas en el tramo.

$$M_u = 1050 \text{ KNm}$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura $\phi=0,9$

$$M_n \geq M_u \phi = \frac{1050 \text{ KNm}}{0,9} = 1144,5 \text{ KNm}$$

b. Armadura necesaria.

$$mn = \frac{M_n}{f_c^* \cdot bw \cdot d^2} = \frac{1144,5 \text{ KNm}}{25500 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 0,35 \text{ m} \cdot (1,527 \text{ m})^2} = 0,055$$

M_n : Resistencia o momento nominal de la sección

f_c^* : Tensión de compresión en el hormigón uniformemente distribuida en la zona de compresión equivalente.

bw : Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular, en mm.

d : Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$ka = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot mn} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,055} = 0,055 < k_{amin} = 0,055$$

$$ka = 0,055$$

$$kc = \frac{ka}{\beta_1} = \frac{0,055}{0,85} = 0,0647 < k_{cmax} = 0,375$$

→ No se requiere armadura de compresión $A's=0$

$$A_{s nec} = \frac{ka f_c^* bw d}{f_y} = \frac{0,055 \cdot 25,5 \text{ MPa} \cdot 0,35 \text{ m} \cdot 1,539 \text{ m}}{420 \text{ MPa}} = 18,21 \text{ cm}^2$$

$A_{s nec}$: Área de armadura longitudinal traccionada, no tesa, en mm²

f_y : Tensión de fluencia especificada para la armadura longitudinal no tesa, en MPa.

c. Verificación de la suposición de sección controlada por tracción.

La deformación específica del hormigón en la fibra extrema comprimida por semejanza de triángulos:

$$\frac{\varepsilon}{d-c} = \frac{(\varepsilon_c + \varepsilon_t)}{d} \rightarrow \varepsilon_t = \varepsilon_c \frac{(d-c)}{c} = \varepsilon_c \frac{(1-kc)}{kc} = 3\text{‰} \frac{(1-0,0647)}{0,0647} = 43\text{‰} > \varepsilon_{tu} = 5\text{‰}$$

Se verifica.

ε_t : Deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal, excluyendo las deformaciones debidas a la tensión efectiva del pretensado, la fluencia lenta, la contracción y las variaciones de temperatura. Por la suposición de sección controlada por tracción $\geq \varepsilon_{tu} = 5\text{‰}$.

ε_c : Deformación específica del hormigón para la resistencia nominal en la fibra comprimida extrema. Por la suposición de sección controlada por tracción $= \varepsilon_{cu} = 3\text{‰}$.

d. Armadura adoptada.

Se adoptan **6Ø25mm** separados uniformemente en la parte inferior

$$As_{adop} = 6 * 4,91\text{cm}^2 = 24,51\text{cm}^2 > As_{nec} = 18,20\text{cm}^2 \rightarrow BC$$

Como se mencionó anteriormente en la altura útil, se dispondrán en 2 capas:

$$s = \frac{bw - (2r + 2\phi_{estr} + \phi_{adop})}{n^{\circ}barras - 1} = \frac{35\text{cm} - (2 * 4\text{cm} + 2 * 0,8\text{cm} + 2,5\text{cm})}{6 - 1} = 4,58\text{cm}$$

$$s = 4,58\text{cm} > s_{min} = 2,5\text{cm} \rightarrow BC$$

6.3.6.1.5. Dimensionamiento armadura longitudinal superior.

a. Momento nominal.

Según CIRSOC 201 – 9.1.1 se debe verificar: $M_d = \phi M_n \geq M_u$

M_d : Resistencia o momento de diseño de la sección.

M_n : Resistencia o momento nominal de la sección.

M_u : Resistencia o momento requerido para resistir las cargas mayoradas en el tramo.

$$M_u = 322,66\text{KNm}$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura

$$\phi = 0,9$$

$$M_n \geq \frac{M_u}{\phi} = \frac{322,66\text{KNm}}{0,9} = 351,7\text{KNm}$$

b. Armadura necesaria

$$mn = \frac{M_n}{f * c * bw * d^2} = \frac{351,7\text{KNm}}{25500 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 0,35\text{m} * (1,527\text{m})^2} = 0,0169$$

M_n : Resistencia o momento nominal de la sección.

$f * c$: Tensión de compresión en el hormigón uniformemente distribuida en la zona de compresión equivalente.

b_w : Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular, en mm.

d : Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

M_n : Resistencia o momento nominal de la sección.

f^*c : Tensión de compresión en el hormigón uniformemente distribuida en la zona de compresión equivalente.

b_w : Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular, en mm.

d : Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$k_a = 1 - \sqrt{1 - 2 * m n} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0169} = 0,017 < k_{amin} = 0,055$$

$$k_{amin} = 0,055$$

$$k_c = \frac{k_a}{\beta_1} = \frac{0,055}{0,85} = 0,0647 < k_{cmax} = 0,375$$

→ No se requiere armadura de compresión $A's=0$

$$A_{snec} = \frac{k_a f^*c b_w d}{f_y} = \frac{0,055 * 25,5MPa * 0,35m * 1,539m}{420MPa} = 17,99cm^2$$

A_{snec} : Área de armadura longitudinal traccionada, no tesa, en mm²

f_y : Tensión de fluencia especificada para la armadura longitudinal no tesa, en MPa.

c. Verificación de la suposición de sección controlada por tracción.

La deformación específica del hormigón en la fibra extrema comprimida por semejanza de triángulos:

$$\frac{\epsilon}{d - c} = \frac{(\epsilon_c + \epsilon_t)}{d} \rightarrow \epsilon_t = \epsilon_c \frac{(d - c)}{c} = \epsilon_c \frac{(1 - k_c)}{k_c} = 3‰ \frac{(1 - 0,064)}{0,064} = 43‰ > \epsilon_{tu} = 5‰$$

Se verifica.

ϵ_t : Deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal, excluyendo las deformaciones debidas a la tensión efectiva del pretensado, la fluencia lenta, la contracción y las variaciones de temperatura. Por la suposición de sección controlada por tracción $\geq \epsilon_{tu} = 5‰$.

ϵ_c : Deformación específica del hormigón para la resistencia nominal en la fibra comprimida extrema. Por la suposición de sección controlada por tracción $= \epsilon_{cu} = 3‰$.

d. Armadura adoptada.

Se adoptan **6Ø20mm** separados uniformemente en la parte inferior

$$A_{sadop} = 6 * 3,14cm^2 = 18,85 cm^2 > A_{snec} = 17,99 cm^2 \rightarrow BC$$

Como se mencionó anteriormente en la altura útil, se dispondrán en 2 capas:

$$s = \frac{b_w - (2r + 2\phi_{estr} + \phi_{adop})}{n^{\circ}barras - 1} = \frac{35cm - (2 * 4cm + 2 * 0,8cm + 2,0cm)}{6 - 1} = 4,68cm$$

$$s = 4,68cm > s_{min} = 2,5cm \rightarrow BC$$

6.3.6.1.6. Estribos verticales – Corte.

Adoptaremos estribado uniforme en toda la viga secundaria, por lo cual trabajaremos con el esfuerzo de corte mayorado máximo.

Para corte en combinaciones que no incluyan sismo, según *CIRSOC 201 – 9.3.2.3*:

$$\phi = 0,75$$

a. Resistencia nominal al corte proporcionado por el hormigón.

Para elementos sometidos únicamente a flexión y corte, según expresiones simplificadas, *CIRSOC 201 – 11.3.1.1*:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1}{6} \sqrt{30 \text{ MPa}} * 0,35 \text{ m} * 1,539 \text{ m} = 491,9 \text{ N}$$

$$V_c = 491,9 \text{ KN}$$

$\sqrt{f'_c}$: Raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, en MPa. Debe ser $\leq 8,3 \text{ MPa}$. Para hormigón armado (H-30).

b. Separación límite de estribos.

Según *CIRSOC 201 – 11.5.5.1*, la separación límite (s_{\max}) de la armadura de corte ubicada en forma perpendicular al eje del elemento debe ser:

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{2} = \frac{112,5 \text{ cm}}{2} = 56,25 \text{ cm} \\ 400 \text{ mm} = 40 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow s_{\max} = 40 \text{ cm}$$

c. Armadura mínima de corte.

Según *CIRSOC 201 – 11.5.5*

$$\text{Para } V_u = 316,5 \text{ KN} > 0,5 \phi V_c = 0,5 * 0,75 * 491,87 \text{ KN} = 184,5 \text{ KN}$$

$$A_{v \min} = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} * b_w * f_{yt} \leq 0,33 b_w * f_{yt}$$

$$\frac{A_{v \min}}{s} = \frac{1}{16} \sqrt{30 \text{ MPa}} \frac{0,35 \text{ m}}{420 \text{ MPa}} = 0,29 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} = 2,85 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \leq 0,33 \frac{0,35 \text{ m}}{420 \text{ MPa}} = 0,275 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} = 2,75 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

d. Resistencia nominal al corte.

$$V_n \geq \frac{V_u}{\phi} = \frac{316,5 \text{ KN}}{0,75} = 422 \text{ KN}$$

V_u : Esfuerzo de corte requerido para resistir las cargas mayoradas máximo

ϕ : Factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura. Según *CIRSOC 201 – 9.3.2.3*, para corte y torsión = 0,75

e. Estribado necesario.

$$V_{s nec} = V_n - V_c = 422 \text{KN} - 491 \text{KN} = 0 \text{KN}$$

∴ el hormigón absorbe todo el esfuerzo de corte

→ debe adoptar una armadura mínima de corte

$$A_{v mins} = 2,85 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

f. Estribado adoptado.

Utilizando **estribos verticales de 2 ramas, $\phi 8 \text{mm}$ cada 30cm**:

$$\frac{A_{v adop}}{s} = 2 \left(\frac{0,503 \text{cm}^2}{0,30 \text{m}} \right) = 3,35 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > \frac{A_{v nec}}{s} = 2,85 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow BC$$

$$V_{s adop} = d f_{yt} \left(\frac{A_{v adop}}{s} \right) = 1,539 \text{m} * 42 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} * 3,35 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$V_{s adop} = 216,6 \text{KN}$$

Se debe verificar, según CIRSOC 201 – 11.5.7.9:

$$V_{s adop} \leq \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_{s adop} = 216,6 \text{KN} \leq \frac{2}{3} \sqrt{30 \text{MPa}} * 0,35 \text{m} * 1,539 \text{m} = 1967,5 \text{KN} \rightarrow BC$$

Se debe verificar, según CIRSOC 201 – 11.5.5.3:

$$V_{s adop} \leq \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_{s adop} = 216,6 \text{KN} \leq \frac{1}{3} \sqrt{30 \text{MPa}} * 0,35 \text{m} * 1,539 \text{m} = 983,8 \text{KN} \rightarrow BC$$

Las separaciones máximas se deben reducir a la mitad, por lo tanto:

$$s_{max} = 20 \text{cm}$$

$$s = 12 \text{cm} < s_{max} = 20 \text{cm} \rightarrow BC$$

Finalmente se adopta **estribos verticales de 2 ramas, $\phi 8 \text{mm}$ cada 20cm**

6.3.6.2. Armadura de fisuración.

Según *CIRSOC 201 - 10.6.7*, cuando una viga tenga un H mayor a 0,90m se debe colocar a lo largo de ambas caras laterales del elemento una armadura longitudinal uniforme para controlar las fisuraciones a una separación s :

$$s \leq 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5Cc = 380 \left(\frac{280}{\frac{2}{3}f_y} \right) = 380 \left(\frac{280}{\frac{2}{3}420MPa} \right) - 2,5(47mm) = 263mm$$

$$s \leq 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 \left(\frac{280}{\frac{2}{3}f_y} \right) = 300 \left(\frac{280}{\frac{2}{3}420MPa} \right) = 300mm$$

$$s_{max} = 260mm = 26cm$$

f_s : Tensión en la armadura más cercana a la cara traccionada bajo las cargas de servicio. Se permite tomar igual a $2/3 f_y$.

Cc : Menor distancia entre la superficie de la armadura o del acero de pretensado y la cara traccionada.

$$Cc = r_{lat} + \emptyset_{est} = 3,9cm + 0,8cm = 4,7cm = 47mm$$

El reglamento no define un criterio exacto para determinar la armadura de piel por ende adoptamos A_{min} necesaria de armadura de piel el mayor de los A_{min} obtenidos según el **CIRSOC 10.5.1**:

$$A_{min} = \frac{1}{4} * \frac{\sqrt{f'_c} * b_w * d}{f_y} ; A_{min} = \frac{1,4 * b_w * d}{f_y}$$

Armadura mínima:

$$A_{min} = \frac{1}{4} * \frac{\sqrt{f'_c} * b_w * d}{f_y} = \frac{1}{4} * \frac{\sqrt{30MPa} * 0,35m * 1,322m}{420Mpa} = 0,00162m^2 = 16,29 cm^2$$

$$A_{min} = \frac{1,4 * b_w * d}{f_y} = \frac{1,4 * 0,35m * 1,322m}{420Mpa} = 0,00166m^2 = 16,66 cm^2$$

Se adoptan barras $\phi 12mm$ separados cada 20 cm

$$n^{\circ} \text{ franjas posibles} = \frac{d_{libre \text{ en alama}}}{separacion} = \frac{1,322m}{0,20m} = 6,28 \text{ franjas}$$

$$A_{piel \text{ adop}} = \pi * \frac{\phi^2}{4} * n^{\circ} \text{ franjas} * \frac{n^{\circ} \text{ barras}}{franja} = \pi * \frac{1,2cm^2}{4} * 6 \text{ franjas} * 4 \frac{\text{barras}}{franja}$$

$$A_{piel \text{ apoyo}} = 27,1cm^2$$

Se verifica:

$$A_{piel \text{ adop}} = 27,1cm^2 > A_{min} = 20,96cm^2 \therefore B.C.$$

6.3.7. RESUMEN SECCIÓN Y ARMADURA.

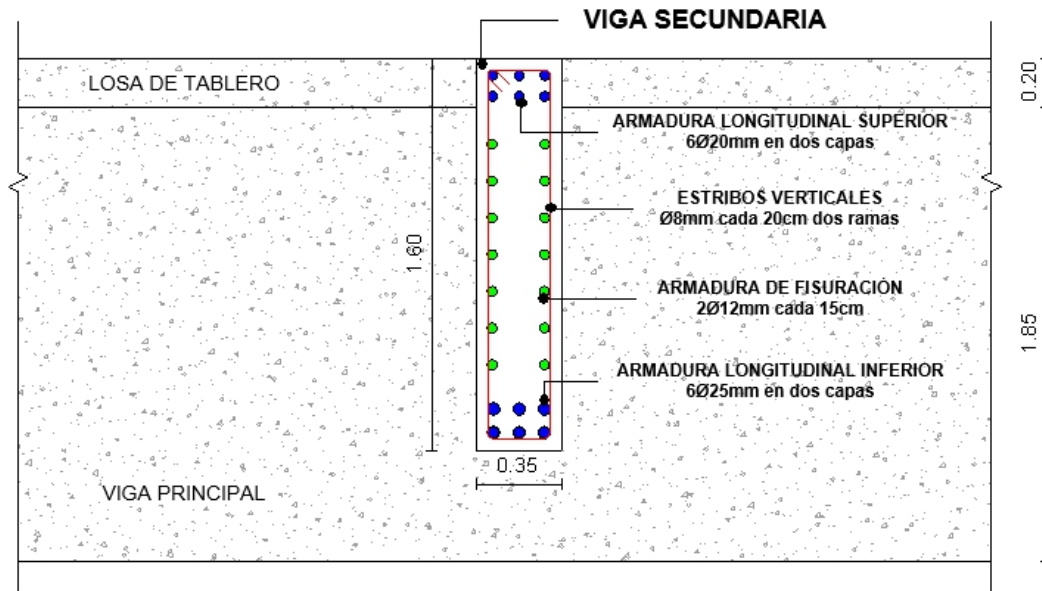


Figura 108: Esquema de armaduras de vigas secundarias. Fuente: Elaboración propia.

6.4. LOSA DE APROXIMACION

6.4.1. DATOS.

6.4.1.1. DISEÑO.

Losa de hormigón armado H-30 y acero ADN 420.

Se la considera simplemente apoyada en el estribo y en el terraplén de acceso al puente.

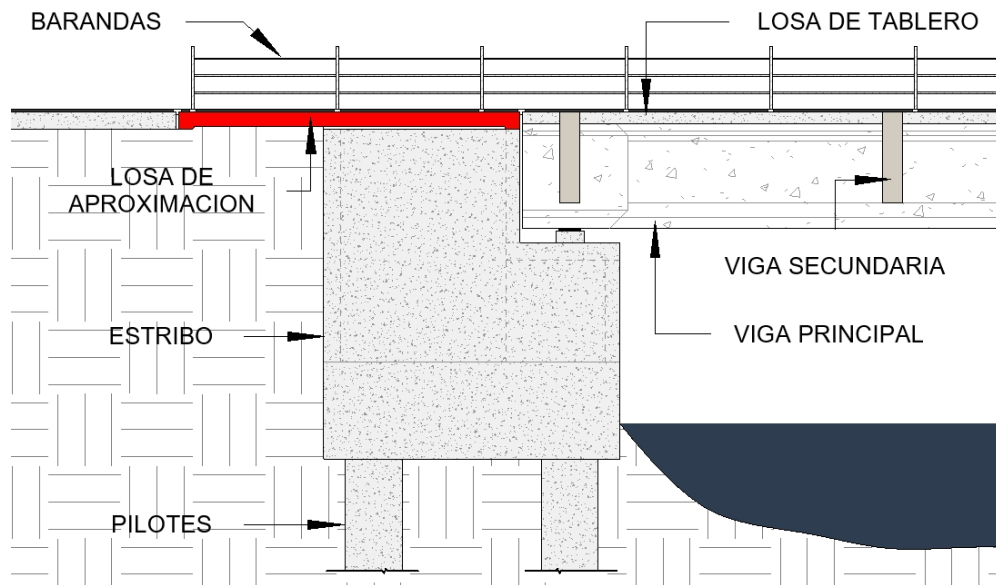


Figura 109: Ubicación de losa de aproximación – Fuente: Elaboración propia.

6.4.1.2. LUCES DE CÁLCULO.

Según *Dirección General de Carreteras – “Guía para la concepción de puentes integrales de carreteras (Madrid, 2000)”* y recomendaciones prácticas de profesionales, la luz de esta losa se establece empíricamente y suele estar entre 3m y 6m, normalmente se adopta 6m.

$$l_{cal} = 6m$$

6.4.1.3. ALTURA

Altura mínima.

Según *AASHTO LRFD 2012 – “Bridge Design Specification”* el espesor mínimo para losas de transición es de 20cm.

Alturas recomendadas.

Según la *Dirección General de Carreteras – “Guía para la concepción de puentes integrales de carreteras (Madrid, 2000)”*, el espesor de la losa de transición suele estar entre 20cm a 30cm.

Altura por deformación.

Según CIRSOC 201 – Tabla 9.5.a): “Altura o espesor mínimo de vigas no pretensadas o losas armadas en una dirección, para el caso en que no se realice un cálculo de flechas”, para una losa maciza armada en una dirección simplemente apoyadas:

$$h_{min} = \frac{l}{20} = \frac{6000mm}{20} = 300mm = 30cm$$

l : Luz del elemento (mm).

h : Espesor o altura total de la sección transversal de un elemento (mm).

Se adopta $h = 30cm$, para realizar el análisis de carga y luego se verificará

6.4.2. ANÁLISIS DE CARGAS.

6.4.2.1. CARGAS PERMANENTES.

1. Peso propio losa.

Características:

Material: Hormigón Armado H-30.

Espesor: 30cm.

Peso unitario: Según BCPHA DNV – A.2.A, para hormigón armado $\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 25 \frac{KN}{m^3}$

Peso propio: $ppt = h * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 0,3m * 25 \frac{KN}{m^3} = 7,5 \frac{KN}{m^2}$

2. Peso propio carpeta de rodamiento.

Características:

Material: Concreto asfáltico

Espesor: Se utiliza un promedio de espesor ya que el mismo es variable para darle a la calzada la pendiente necesaria para su desagüe.

$$\frac{0,06m + 0,205m}{2} \cong 0,13m$$

Peso unitario: Según BCPHA DNV – A.2.A, para mortero de bitumen y arena $\gamma = 22 \frac{KN}{m^3}$

Peso propio: $ppcr = h_{promedio} * \gamma_{CA} = \frac{0,06m + 0,205m}{2} * 22 \frac{KN}{m^3} = 2,86 \frac{KN}{m^2}$

3. Total de peso propio.

$$pp = ppt + ppcr = 7,5 \frac{KN}{m^2} + 2,86 \frac{KN}{m^2} = 10,36 \frac{KN}{m^2}$$

6.4.2.2. IMPACTO.

Según BCPHA A.2.C, para el cálculo de los esfuerzos originados por la sobrecarga, la misma debe ser afectada por un coeficiente de impacto según la Tabla N°2 del mismo capítulo. A la multitud compacta sobre veredas no se le debe aplicar este factor.

También se deben calcular sin impacto las tensiones en la infraestructura y la fundación.

Según FIGURA VI.1.16, para losas:

$$\phi = 1,4$$

6.4.2.3. SOBRECARGA ACCIDENTAL.

6.4.2.3.1. Aplanadora.

Se realiza el análisis considerando el movimiento del vehículo en dirección paralela a la luz de la losa.

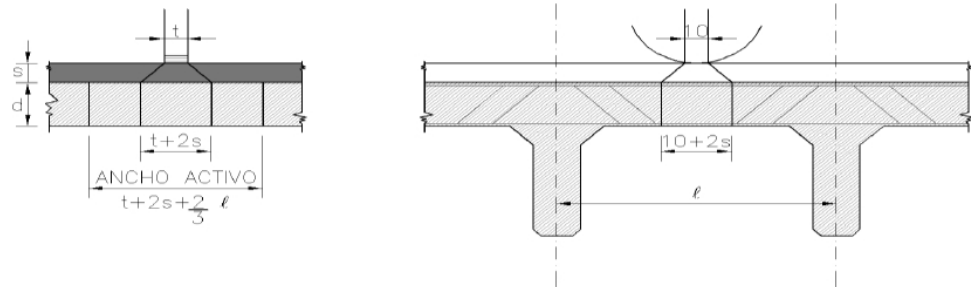


Figura 110: Anchos activos aplanadora - Fuente: BCPHA.

$$l: \text{Luz de la losa} = 6m \rightarrow \frac{2}{3} l = \frac{2}{3} * 6m = 4m > 2m \rightarrow \text{Se utiliza } 2m.$$

$$s: \text{Espesor carpeta superior de repartición} = 0,13m$$

$$d: \text{Espesor losa} = 0,3m$$

a. Rodillo delantero.

$$\text{Para A-25} \rightarrow Pd: \text{Carga en el rodillo delantero} = 100KN$$

$$td: \text{Ancho de apoyo rolo delantero aplanadora} = 1,20m$$

Ancho activo longitudinal (momento flector)

$$b1d = td + 2s + \left(\frac{2}{3}l \text{ ó } 2m\right) = 1,2m + 2 * 0,13m + 2m = 3,46m$$

Carga repartida aplanadora (momento flector)

$$PdF = \varphi \left[\frac{Pd}{b1d} \right] = 1,4 \left[\frac{100KN}{3,46m} \right] = 40 \frac{KN}{m}$$

Ancho activo longitudinal para carga aplicada en apoyo (esfuerzos de corte)

$$b1d = td + 5d = 1,2m + 5 * 0,3m = 2,7m$$

Carga repartida aplanadora linealmente para carga en apoyo (esfuerzos de corte)

$$PdA = \varphi \left[\frac{Pd}{b1d} \right] = 1,4 \left[\frac{130KN}{2,7m} \right] = 52 \frac{KN}{m}$$

b. Rodillo trasero.

Para A-25 $\rightarrow Pt$: Carga en el rodillo trasero = $2 * (75KN) = 150KN$

tt : Ancho de apoyo trasero total aplanadora = $1,1m + 2(0,50m) = 2,10m$

Ancho activo longitudinal (momento flector)

$$b1t = tt + 2s + 2m = 2,6m + 2 * 0,212m + 2m = 4,36m$$

Carga repartida aplanadora linealmente (momento flector)

$$PtF = \varphi \left[\frac{Pt}{b1t} \right] = 1,4 \left[\frac{150KN}{4,36m} \right] = 48 \frac{KN}{m}$$

Ancho activo longitudinal para carga aplicada en apoyo (esfuerzos de corte)

$$b1t = tt + 5d = 2,1m + 5 * 0,3m = 3,6m$$

Carga repartida aplanadora linealmente para carga en apoyo (esfuerzos de corte)

$$PtA = \varphi \left[\frac{Pt}{b1t} \right] = 1,4 \left[\frac{150KN}{3,6m} \right] = 58 \frac{KN}{m}$$

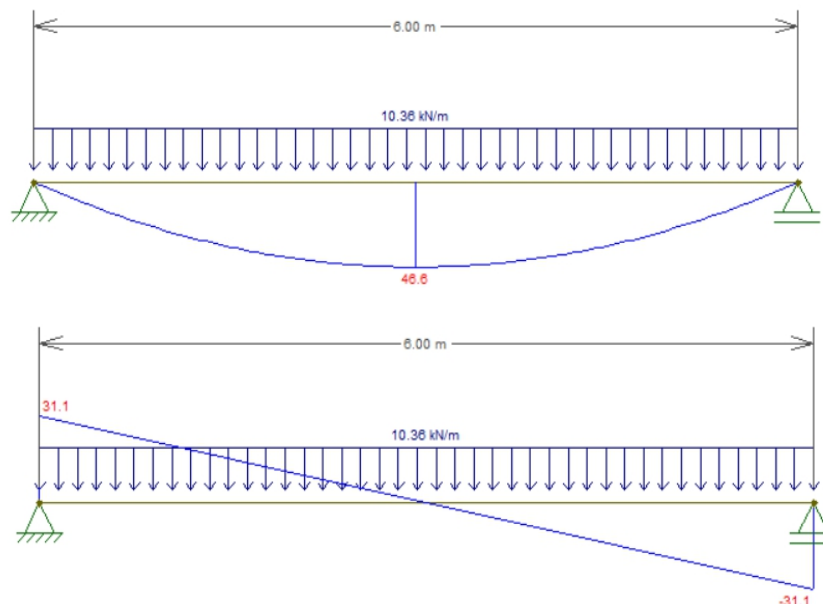
6.4.2.3.2. Multitud compacta.

$$\text{Para A-25} \rightarrow mc = 6KNm^2 * 1,4 = 8,4 \frac{KN}{m^2}$$

6.4.3. SOLICITACIONES.

6.4.3.1. CARGAS PERMANENTES.

$$l = 6m ; q = 10,36 \frac{KN}{m^2}$$



$$\rightarrow MD = 46,6 \frac{KNm}{m}$$

$$\rightarrow VD = 31,1 \frac{KN}{m}$$

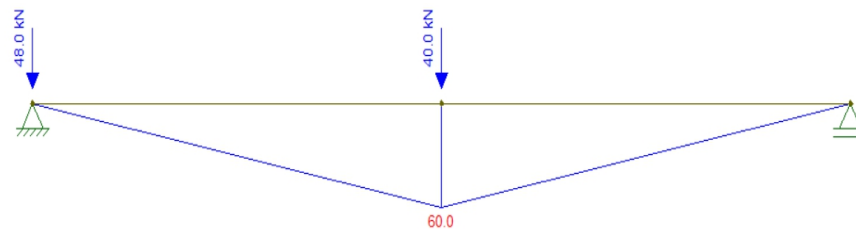
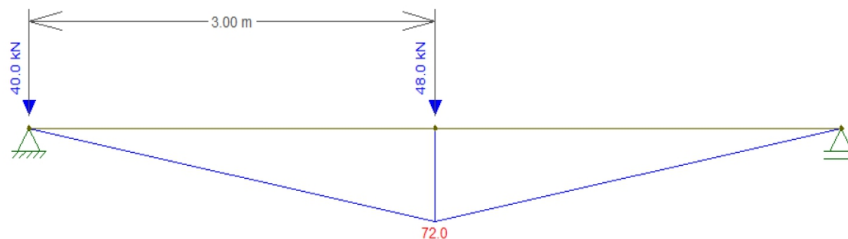
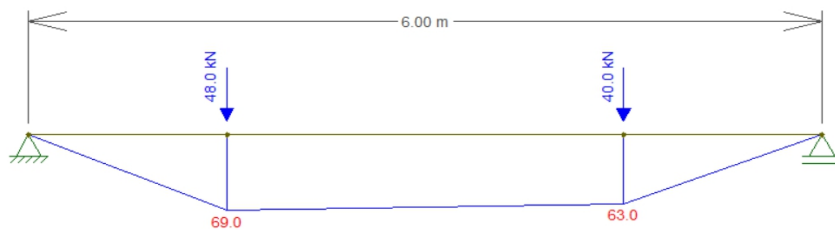
6.4.3.2.SOBRECARGAS.

Para la determinación de las máximas solicitaciones, se debe considerar distintas posiciones de la aplanadora, teniendo en cuenta una separación de 3m. entre los ejes de la aplanadora, por ello se consideran los siguientes estados:

6.4.3.2.1. Estado 1: Máximo momento flector.

$$PdF = 40 \frac{KN}{m}$$

$$PtF = 48 \frac{KN}{m}$$

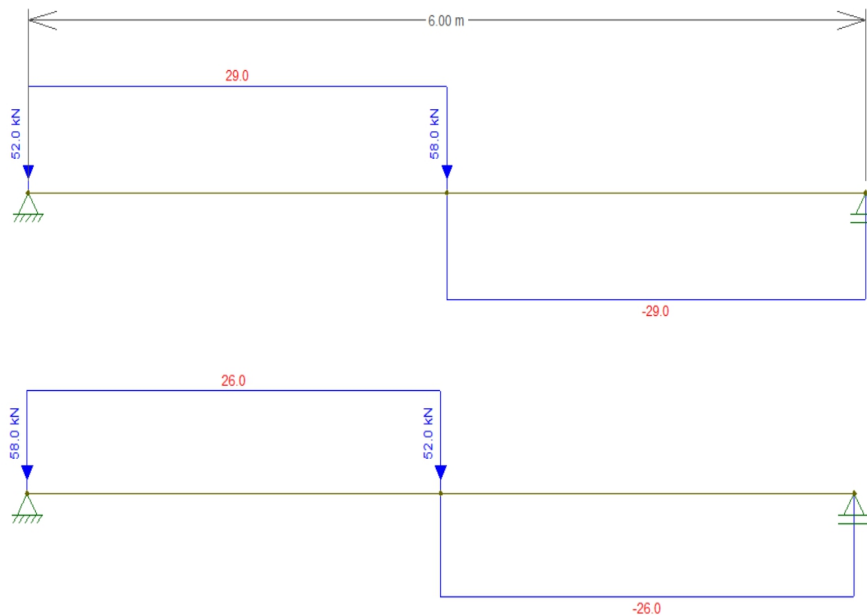


$$\rightarrow ML = 72 \frac{KNm}{m}$$

6.4.3.2.2. Estado 2: Aplanadora en un extremo (máximo corte).

$$PdA = 52 \frac{KN}{m}$$

$$PtA = 58 \frac{KN}{m}$$



$$\rightarrow VL = 29 \frac{KN}{m}$$

6.4.4. RESISTENCIA REQUERIDA.

Según *CIRSOC 201* – 9.2, teniendo en cuenta que solo se disponen de cargas permanentes (D) y sobrecargas (L), la resistencia requerida es igual a:

$$Mu = 1,2Md + 1,6Ml = 1,2 * 46,62 \frac{KNm}{m} + 1,6 * 72 \frac{KNm}{m} = 171,14 \frac{KNm}{m}$$

$$Vu = 1,2Vd + 1,6Vl = 1,2 * 31,1 \frac{KN}{m} + 1,6 * 29 \frac{KN}{m} = 83,7 \frac{KN}{m}$$

6.4.5. DIMENSIONAMIENTO DE LAS SECCIONES DE HORMIGÓN.

6.4.5.1. RECUBRIMIENTO MÍNIMO.

Como esta losa estará en contacto directo con el suelo se efectuará una capa de hormigón de limpieza de 5cm, tal como lo indica *CIRSOC 201*– 5.6.2.1.

Según *CIRSOC 201* – Tabla 7.7.1: “Recubrimientos mínimos para hormigón colado en obra (no pretensado), para clases de exposición A1 y A2”, para hormigón en contacto vertical con el suelo o expuesto al aire libre (la losa de aproximación no es ni trabaja como una fundación), para diámetro de barra esperado mayor a 16mm:

$$rmin = 35mm = 3,5cm$$

La clase de exposición de la estructura es A3, según esta misma tabla para este caso se debe incrementar 30% el recubrimiento anterior:

$$r_{A3min} = 1,3r_{min} = 1,3 * 35mm = 45,5mm = 4,55cm$$

$$r = 4,5cm \simeq r_{A3min} = 4,55cm$$

6.4.5.2. ALTURA ÚTIL PARA EVITAR ARMADURA DE CORTE.

En un principio, se ha pre dimensionado la altura total de la losa, ya que era necesaria para el cálculo de las solicitaciones por peso propio de la losa de tablero. En este punto se verificará la misma comparándola con la altura necesaria para evitar el uso de armadura de corte en losas.

Según *CIRSOC 201 – 11.5.6.1*, no es necesario colocar armadura de corte mínima en losas, y según *CIRSOC 201 – 11.12.1.1* para losas armadas en una dirección se debe dimensionar al corte según *11.1 a 11.5* de dicho reglamento.

Se debe cumplir: $\phi V_n \geq V_u$ Según *CIRSOC 201– 11.1.1*

ϕ : Factor de reducción de resistencia. Para corte en combinaciones que no incluyan sismo, según *CIRSOC 201 – 9.3.2.3*:

$$\phi = 0,75$$

V_u : Esfuerzo de corte mayorado en la sección considerada, en N. El máximo esfuerzo de corte mayorado en la etapa 2 es:

$$V_u = 83,7KN * \frac{1}{1000} \frac{MN}{KN} = 0,0836MN$$

V_n : Resistencia nominal al corte determinada con la siguiente expresión:

$$V_n = V_c + V_s$$

V_c : Resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón, N. Para elementos sometidos únicamente a flexión y corte, según expresiones simplificadas, *CIRSOC 201 – 11.3.1.1*:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} b w d$$

$b w$: Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular, en mm. Para una losa, considerada una viga de ancho unitario:

$$b w = 1m$$

d : Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa (altura útil), en mm.

$\sqrt{f'c}$: Raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, en MPa. Debe ser $\leq 8,3MPa$. Para hormigón armado (H-30):

$$\sqrt{f'c} = \sqrt{30MPa} = 5,48 MPa < 8,3 MPa$$

Vs: Resistencia nominal al corte proporcionada por la armadura de corte, N.
Si no poseemos armadura de corte, entonces:

$$V_n = V_c = 16\sqrt{f'c} b w d$$

Como debe cumplirse que:

$$\phi V_n \geq V_u \rightarrow \phi 16\sqrt{f'c} b w d \geq V_u$$

$$d \geq \frac{6 V_u}{\phi \sqrt{f'c} b w} = \frac{6 * 0,0836 MN}{0,75 * \sqrt{30 MPa} * 1 m} = 0,122 m = 12,2 cm$$

6.4.5.3. ALTURA ÚTIL DE LOSA.

Adoptamos altura de losa 30 cm y suponemos que el mayor diámetro de barra adoptado $d_b = 20 mm$

$$d = h - r - \frac{d_b}{2} = 30 cm - 4,5 cm - \frac{2 cm}{2} = 24,5 cm > d_{bmin} = 12,2 cm \rightarrow BC$$

6.4.6. DIMENSIONAMIENTO DE LA ARMADURA.

6.4.6.1. ARMADURA PRINCIPAL.

6.4.6.1.1. Factor de reducción de resistencia.

Según CIRSOC 201 – 9.3.2 el factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura (ϕ) es para proyectar una sección con una rotura dúctil (precedida por importantes deformaciones y fisuraciones), se parte del supuesto:

$$\epsilon_c \leq 3‰ \text{ y } \epsilon = 5‰$$

Sección controlada por tracción $\rightarrow \phi = 0,9$

6.4.6.1.2. Diagrama tensión-deformación de la sección en estado de servicio.

Para $f'c$: Resistencia especificada a la compresión del hormigón, para hormigón armado (H-30) = 30 MPa

Según CIRSOC 201 – 10.2.7.3 $\rightarrow \beta_1 = 0,85$

Según CIRSOC 201 – 10.2.2.1 \rightarrow

$$f * c = 0,85 f'c = 0,85 * 30 MPa = 25,5 MPa = 25500 \frac{KN}{m^2}$$

Según CIRSOC 201 – EJEMPLOS DE APLICACIÓN

$$\rightarrow k_{amin} = \frac{1,4}{f * c} = \frac{1,4}{25,5 MPa} = 0,055$$

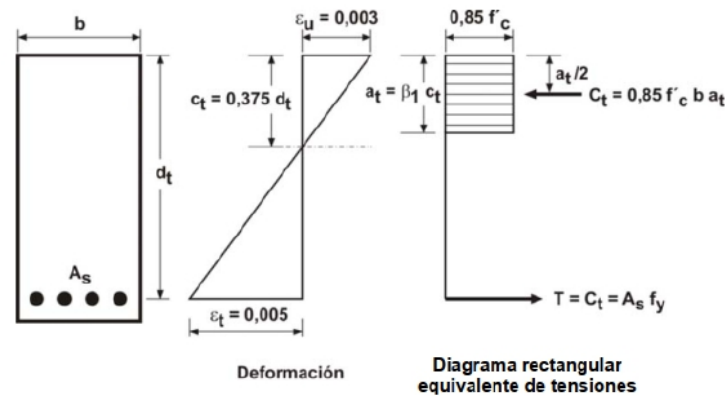


Figura 111. Deformaciones límites en secciones controladas por tracción -
Fuente: CIRSOC 201.

6.4.6.1.3. Separación máxima de la armadura principal.

Según CIRSOC 201 – 7.6.5, para losas, la separación de la armadura principal por flexión (sl_{max}) debe ser:

$$sl \leq \begin{cases} 2,5 \text{ veces el espesor de la losa } (h) = 2,5 * 30\text{cm} = 75\text{cm} \\ 25 \text{ db de la barra o alambre de menor diámetro} = 25 * 1\text{cm} = 25\text{cm} \\ 300\text{mm} = 30\text{cm} \end{cases}$$

$$sl_{max} = 25\text{cm}$$

db : Menor diámetro de la barra o alambre, suponemos como diámetro de armadura de repartición.

h : Espesor o altura total de la losa.

6.4.6.1.4. Dimensionamiento de la armadura principal.

a. Momento nominal.

Según CIRSOC 201 – 9.1.1 se debe verificar:

$$Md = \phi Mn \geq Mu$$

Md : Resistencia o momento de diseño de la sección.

Mn : Resistencia o momento nominal de la sección.

Mu : Resistencia o momento requerido para resistir las cargas mayoradas en el tramo.

$$Mu = 171,1 \text{ KNm/m}$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura:

$$\phi = 0,9$$

$$Mn \geq \frac{Mu}{\phi} = \frac{171,1 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}}{0,9} = 190,2 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}$$

b. Armadura necesaria.

$$mn = \frac{Mn}{f * c * bw * d^2} = \frac{190,2 \frac{KNm}{m}}{25500 \frac{KN}{m^2} * 1m * (0,245m)^2} = 0,125$$

Mn: Resistencia o momento nominal de la sección

f*c: Tensión de compresión en el hormigón uniformemente distribuida en la zona de compresión equivalente

bw: Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular, en mm.

Para una losa, considerada una viga de ancho unitario

d: Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa

$$ka = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,125} = 0,134 > kamin = 0,055$$

$$ka = 0,134$$

$$kc = \frac{ka}{\beta 1} = \frac{0,134}{0,85} = 0,157 < kmax = 0,375$$

→ No se requiere armadura de compresión A's=0

$$Asnec = \frac{ka * f * c * bw * d}{fy} = \frac{0,134 * 25,5MPa * 100cm * 24,5cm}{420MPa} = 19,84 \frac{cm^2}{m}$$

Asnec: Área de armadura longitudinal traccionada, no tesa, en mm²

fy: Tensión de fluencia especificada para la armadura longitudinal no tesa, en MPa.

c. Verificación de la suposición de sección controlada por tracción

La deformación específica del hormigón en la fibra extrema comprimida por semejanza de triángulos:

$$\frac{\epsilon}{d - c} = \frac{(\epsilon c + \epsilon t)}{d} \rightarrow \epsilon t = \epsilon c \frac{(d - c)}{c} = \epsilon c \frac{(1 - kc)}{kc} = 3‰ \frac{(1 - 0,157)}{0,157} = 16,08‰$$

$$16,08‰ > \epsilon tu = 5‰$$

Se verifica.

εt: Deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal, excluyendo las deformaciones debidas a la tensión efectiva del pretensado, la fluencia lenta, la contracción y las variaciones de temperatura. Por la suposición de sección controlada por tracción ≥ εtu = 5‰.

εc: Deformación específica del hormigón para la resistencia nominal en la fibra comprimida extrema. Por la suposición de sección controlada por tracción = εcu = 3‰.

d. Armadura adoptada

Se adoptan $\varnothing 16\text{mm}$ ($4,91\text{cm}^2$) ubicados cada **10 cm**.

$$As_{adop} = \frac{2,01\text{cm}^2}{0,10\text{m}} = 20,11 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > As_{nec} = 19,84 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow BC$$

$$s = 10\text{cm} < s_{max} = 25\text{cm} \rightarrow BC$$

6.4.6.2. ARMADURA SECUNDARIA.

Según *CIRSOC 201 – 7.12.1*, las losas donde la armadura de flexión está dispuesta en una sola dirección, se debe colocar armadura en dirección perpendicular a ella para resistir los esfuerzos debidos a la contracción y a la temperatura.

6.4.6.2.1 Armadura secundaria necesaria.

Según *CIRSOC 201 – Tabla 7.12.2.1*: “Cuantía mínima ($\rho = As / bh$) totales para la armadura de contracción y temperatura”:

(a) En losas donde se utilicen barras conformadas con ADN 420, ADN 420S o mallas soldadas de alambre liso \rightarrow **Cuantía mínima: $\rho=0,0018$**

$$As_{secundario}_{nec} = \rho (h b) = 0,0018 * 30\text{cm} * 100\text{cm} = 5,4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

6.4.6.2.2 Separación máxima de la armadura secundaria.

Según *CIRSOC 201 – 7.12.2.2*, la separación máxima de la armadura de contracción y temperatura debe ser:

$$sl \leq \begin{cases} 2,5 \text{ veces el espesor de la losa } (h) = 2,5 * 30\text{cm} = 75\text{cm} \\ 25 \text{ db de la barra o alambre de menor diámetro} = 25 * 1\text{cm} = 25\text{cm} \\ 300\text{mm} = 30\text{cm} \end{cases}$$

$$sl_{max} = 25\text{cm}$$

6.4.6.2.3 Armadura secundaria adoptada.

Se adopta **$\varnothing 12\text{mm}$ cada 15cm** como armadura secundaria verificando:

$$As_{secundario}_{adop} = \frac{1,13\text{cm}^2}{0,15\text{m}} = 7,54 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > As_{secundario}_{nec} = 5,4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$s = 15\text{cm} < s_{max} = 25\text{cm} \rightarrow BC$$

6.4.7. ESQUEMA RESUMEN.

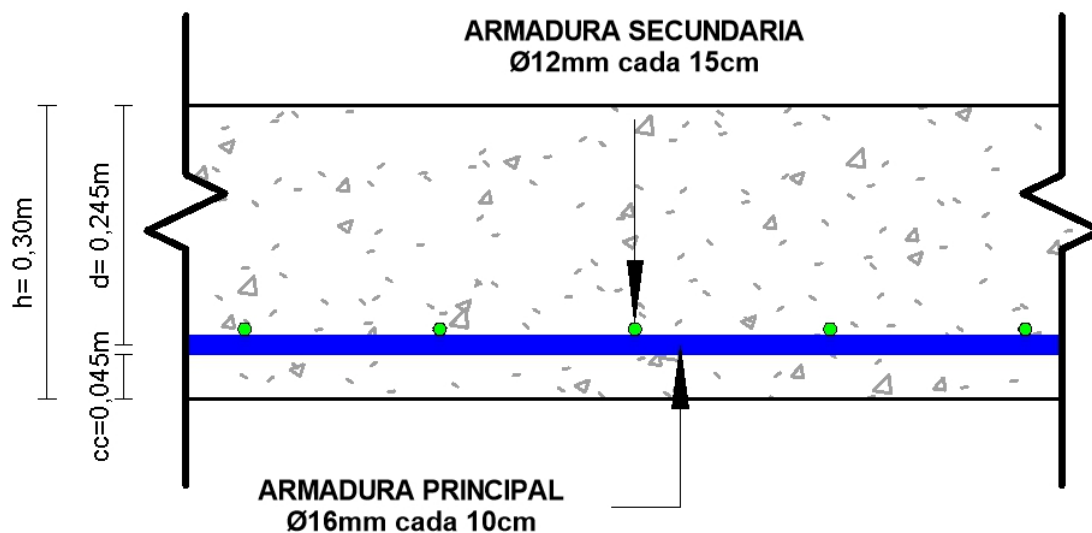


Figura 112. Esquema de armaduras de losa de aproximación -
Fuente: Elaboración propia.

6.5. DISPOSITIVOS DE APOYO

6.5.1. DATOS.

Apoyo de NEOPRENO ARMADO.

$$n^{\circ} \text{ apoyos} = n^{\circ} vp * n^{\circ} \text{ apoyos cada vp} = 6 * 2 = 12$$

n° apoyos: Número de apoyos de neopreno armado.

n° vp: Número de vigas principales= 6.

n° apoyos cada vp: Número de apoyos en cada viga principal= 2.

6.5.2. ANALISIS DE CARGA.

6.5.2.1. CARGAS PERMANENTES.

- a. Reacción por peso propio viga principal.

$$Pvp = ppvp * \left(\frac{L}{2}\right) = 20,15 \frac{KN}{m} * \frac{30m}{2} = 302,27KN$$

- b. Reacción por peso propio losa de tablero.

$$Plt = pplt * \left(\frac{L}{2}\right) = 12,5 \frac{KN}{m} * \frac{30m}{2} = 187,50KN$$

- c. Peso propio vigas secundarias.

$$Pvs = ppvs * \left(\frac{L}{2}\right) = 3,89 \frac{KN}{m} * \frac{30m}{2} = 58,33KN$$

- d. Reacción por peso propio carpeta de rodamiento.

$$Pcr = ppcr * \left(\frac{L}{2}\right) = 7,01KNm * \frac{30m}{2} = 105,19KN$$

- e. Reacción por peso propio vereda.

$$Pv = ppv * \left(\frac{L}{2}\right) = 0,74KNm * \frac{30m}{2} = 11,09KN$$

- f. Reacción total cargas permanentes.

$$Pd = Pvp + Plt + Pvs + Pcr + Pv = 664,4KN$$

6.5.2.2.SOBRECARGA ACCIDENTAL.

6.5.2.2.1.Sobrecarga con impacto.

Según 2.3.2 en viga principal el esfuerzo de corte máximo en apoyo es:

$$Q_{max_{con \phi}} = 0,31MN.$$

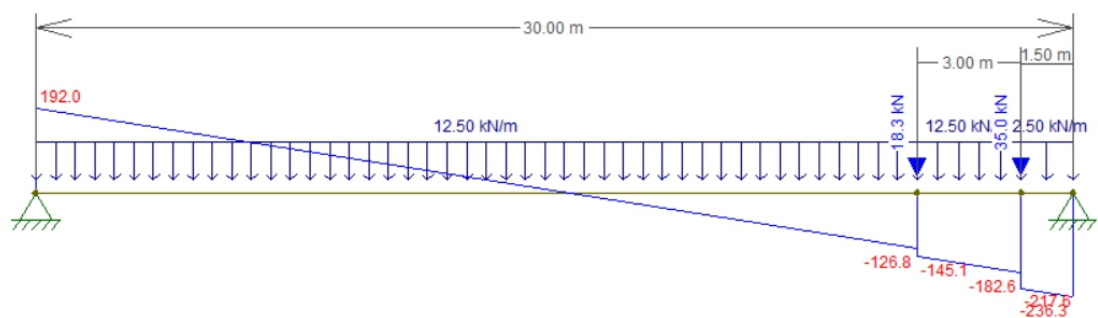
6.5.2.2.2.Sobrecargas sin impacto.

$$m_c = 12,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_d = 18,3 \text{ KN/m}$$

$$P_t = 35 \text{ KN/m}$$

$$Q_{max_{sin \phi}} = 236,5 \text{ KN} = 0,24 \text{ MN}$$



6.5.2.3.REACCIONES TOTALES.

a. Cargas permanentes.

$$P_d = 0,66 \text{ MN} = 664,4 \text{ KN}$$

b. Cargas permanentes + sobrecargas con impacto.

$$P_{con \phi} = 0,66 \text{ MN} + 0,314 \text{ MN} = 0,98 \text{ MN} = 978 \text{ KN}$$

c. Cargas permanentes + sobrecargas sin impacto.

$$P_{sin \phi} = 0,66 \text{ MN} + 0,24 \text{ MN} = 0,90 \text{ MN} = 901 \text{ KN}$$

6.5.3. DIMENSIONAMIENTO.

6.5.3.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE UNA PLACA DE APOYO.

Una placa de neopreno armada es un conjunto de placas o chapas de acero y neopreno, como el que se observa en la **Fig113**.

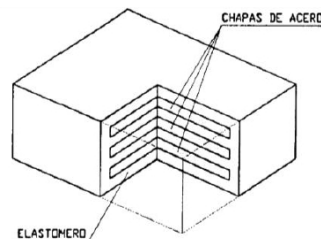


Figura 113. Esquema placa de apoyo de neopreno armado. Fuente: Dirección general de carreteras - “Nota técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carreteras (Madrid, 1995)”.

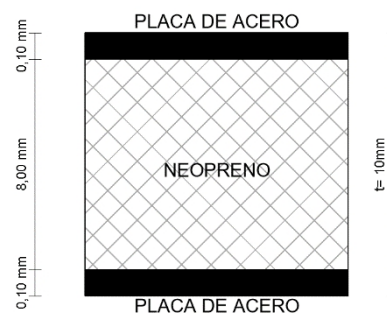


Figura 114. Espesores de placa de apoyo individual. Fuente: Elaboración propia.

Se apoyan sobre dados de hormigón para nivelación sin necesidad de cálculo.

Se adoptan una placa de apoyo rectangular (las cuales se fabrican a medida) con las siguientes dimensiones:

a: Ancho en la dirección transversal de la viga principal= 0,25m

b: Ancho en la dirección longitudinal de la viga principal= 0,40m

c: Espesor efectivo de una placa de apoyo= 0,01m

6.5.3.2. NÚMERO DE PLACAS DE APOYO.

Se debe verificar:

$$n^{\circ} \text{placa } e = 2D \rightarrow n^{\circ} \text{placa } nec = \frac{2D}{e} = \frac{2 * 13,5mm}{10mm} = 2,7$$

n° placas nec: Número de placas de apoyo necesarias

e: espesor de cada placa

d: Desplazamiento por deformación en la dirección longitudinal de la viga principal producido por temperatura, secado y retracción. Es igual a:

$$D = \epsilon t L = 4,5 \times 10^{-5} * 30000mm = 13,5mm$$

l: Luz de la viga principal

et: Deformación específica en la dirección longitudinal de la viga principal producida por temperatura, secado y retracción. Según *BCPHA (DNV) – A.2.D*, es igual a:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_s + C_t \Delta T = 1,5 \times 10^{-4} \frac{mm}{mm} + 20^\circ C * 1 \times 10^{-5} \frac{mm}{mm^\circ C} = 4,5 \times 10^{-4}$$

ε_s : Deformación específica en la dirección longitudinal de la viga principal producida por secado y retracción= $1,5 \times 10^{-4} mm/mm$.

C_t : Deformación específica en la dirección longitudinal de la viga principal producida por cambio de temperatura de $1^\circ C = 1 \times 10^{-5} mm/mm^\circ C$.

Δt : Salto térmico esperado= $20^\circ C$.

Se adopta finalmente:

$$n^\circ placa = 6 > n^\circ placa_{nec} = 2,7 \rightarrow BC$$

$$n^\circ placa_{por\ apoyo} = 3$$

$$t = e = 10mm$$

6.5.4. VERIFICACIONES.

A continuación, se realizarán las verificaciones necesarias para dispositivos de apoyo extraídas de la Dirección general de carreteras – “Nota técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carreteras (Madrid, 1995)”, en el punto 2.1 Apoyos de neopreno zunchados.

6.5.4.1. DISTORSIÓN TOTAL EN LOS APOYOS.

6.5.4.1.1. Cargas lentas.

Desplazamiento en la dirección longitudinal de la viga principal debido a temperatura y retracción (cargas lentas):

$$d = d_{long1} = 13,5mm = 1,35cm$$

6.5.4.1.2. Cargas rápidas.

a. Frenado de vehículos.

a.1. Fuerza de frenado en cada apoyo:

Según *BCPHA (DNV) – A.3.B*, se debe adoptar el mayor de los siguientes valores como fuerza de frenado en cada apoyo:

$$Ff1 = \frac{mc}{25} \frac{L}{n^\circ apoyos} = \frac{6 \frac{KN}{m^2} * 12,5m + 4 \frac{KN}{m^2} * 2,5m}{25} * \frac{30m}{12} = 8,15KN$$

$$Ff2 = 0,15 A Fc \frac{1}{n^\circ apoyos} = 0,15 * 250KN * 2 * \frac{1}{12} = 6,25KN$$

mc : Sobrecarga accidental por multitud compacta aplicada solo en zonas de calzada y banquetas.

A : Sobrecarga accidental de una aplanadora.

Fc : Número de fajas de circulación del puente= 2.

Se adopta: $Ff = 8,15KN$

a.2. Desplazamiento por frenado: d' .

$$\tau = \frac{Ff}{A_{apoyos}} \rightarrow d' = \frac{\tau}{G} e n^{\circ}placas = \frac{Ff}{G * A_{apoyos}} * e * n^{\circ}placas \text{ por apoyo}$$

G : Módulo de elasticidad transversal del neopreno.

Para cargas instantáneas o rápidas = $16 \frac{kg}{cm^2} = 0,16 \frac{KN}{m^2}$

A_{apoyos} : Sección transversal del apoyo. Placa rectangular de $250mm \times 400mm$

d' : Desplazamiento en la dirección longitudinal de la viga principal producido por frenado de vehículos.

$$d' = d_{long2} = \frac{8,15KN * 1cm}{0,16 \frac{KN}{cm^2} * (25cm * 40cm)} = 0,15cm$$

b. Acción de viento

b.1. Fuerza de viento en cada apoyo

Según BCPHA (DNV) – A.3.A, se deben analizar las siguientes condiciones:

• Puente Vacío

Presión horizontal: $250 \frac{kg}{m^2} = 2,5 \frac{KN}{m^2}$

Superficie expuesta: proyección vertical de la viga principal extrema y tablero que sobresalga: $A_{ev} = 30m * (1,85m + 0,20m) = 61,50m^2$

$$F_{vv} = \frac{p_{hv} * A_{ev}}{n^{\circ}apoyos} = \frac{2,50 \frac{KN}{m^2} * 61,50m^2}{12} = 12,8KN$$

• Puente Cargado

Presión horizontal: $150 \frac{kg}{m^2} = 1,5 \frac{KN}{m^2}$

Superficie expuesta: proyección vertical de la viga principal extrema y tablero que sobresalga, más la figura representativa de tránsito (faja continua de 2m):

$$A_{ec} = 30m * (1,85m + 0,20m + 2m) = 121,50m^2$$

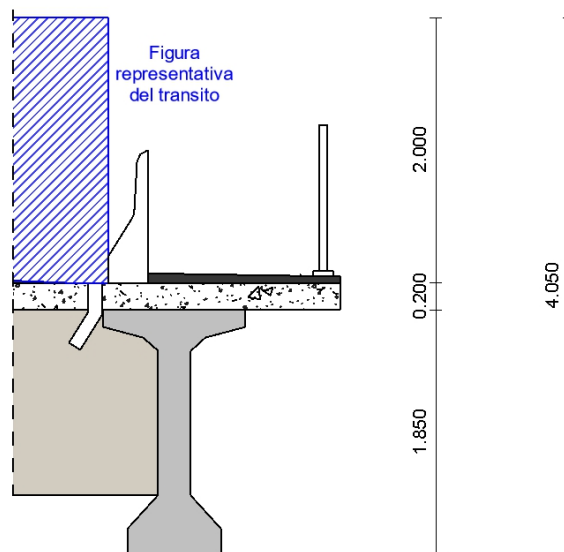


Figura 115. Superficies expuestas a acciones de viento.

Fuente: Elaboración propia.

$$F_{vc} = \frac{phc * A_{ec}}{n^{\circ}apoyos} = \frac{1,5 \frac{KN}{m^2} * 121,5m^2}{12} = 15,2KN$$

Se adopta $F_v = 15,2KN$

b.2. Desplazamiento por viento: d'' .

$$\tau = \frac{F_v}{A_{apoyos}} \rightarrow d' = \frac{\tau}{G} e n^{\circ}placas = \frac{F_v}{G * A_{apoyos}} e n^{\circ}placas por apoyo$$

d'' = Desplazamiento en la dirección transversal de la viga principal producido por el viento

$$d'' = d_{trans} = \frac{15,9KN * 1cm * 3}{0,16 \frac{KN}{cm^2} * (25cm * 40cm)} = 0,28cm$$

6.5.4.1.3. Desplazamiento total.

$$d_{long total} = d_{long1} + d_{long2} = 1,35cm + 0,15cm = 1,50cm$$

$$d_{trans} = d'' = 0,28cm$$

$$d_{total} = \sqrt{d_{long total}^2 + d_{trans}^2} = \sqrt{(1,50cm)^2 + (0,28cm)^2} = 1,53cm$$

6.5.4.1.4. Verificación distorsión total en apoyos.

$$\gamma \approx \tan \gamma = \frac{d_{total}}{n^{\circ}placas por apoyo * e} = \frac{1,53cm}{3 * 1cm} = 0,51 < \delta_{adm} = 0,7 \rightarrow BC$$

δ : Distorsión total admisible. Según *Dirección general de carreteras – “Nota técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carreteras (Madrid, 1995)”*, en el punto 2.1.2 Rango de utilización= 0,70.

6.5.4.2. DESPLAZABILIDAD.

6.5.4.2.1. Fuerzas intervinientes.

a. Fuerza por retracción y temperatura.

$$d = \frac{F_t}{G * A_{apoyos}} e n^{\circ}placas por apoyo \rightarrow F_t = \frac{d}{e * n^{\circ}placas por apoyo} * G * A_{apoyos}$$

F_t : Fuerza en la dirección longitudinal de la viga principal producida por temperatura, secado y retracción.

G : Módulo de elasticidad transversal del neopreno.

Para cargas diferidas o lentos= $8 \frac{kg}{cm^2} = 0,08 \frac{KN}{m^2}$

$$F_t = \frac{1,35cm * 0,08 \frac{KN}{m^2} * (25cm * 40cm)}{3 * 1cm} = 36KN$$

b. Fuerza por frenado de vehículos

Calculada anteriormente: $F_f = 8,15KN$

c. Fuerza de viento

Calculada anteriormente: $Fv = Fvc = 15KN$

6.5.4.2.2. Verificación con puente cargado.

a. Fuerza horizontal total: H

$$Hlong = Ft + Ff = 36KN + 8,15KN = 44,15KN$$

$$Htrans = Fv = 15KN$$

$$H = \sqrt{Hlong^2 + Htrans^2} = \sqrt{(44,15KN)^2 + (15KN)^2} = 46,7KN$$

b. Fuerza vertical mínima en apoyo: V

b.1 Fuerza de viento en cada estribo: W.

$$W = n^{\circ}vp Fvc = 6 * 15KN = 91,1KN$$

b.2. Momento de vuelco: Mv.

$$Mv = h W = (1,85m + 0,20m) * 91,1KN = 186,81KNm$$

h: Brazo de palanca de la fuerza de viento W, respecto a los apoyos de la viga principal. Es igual a la mitad de la altura expuesta al viento.

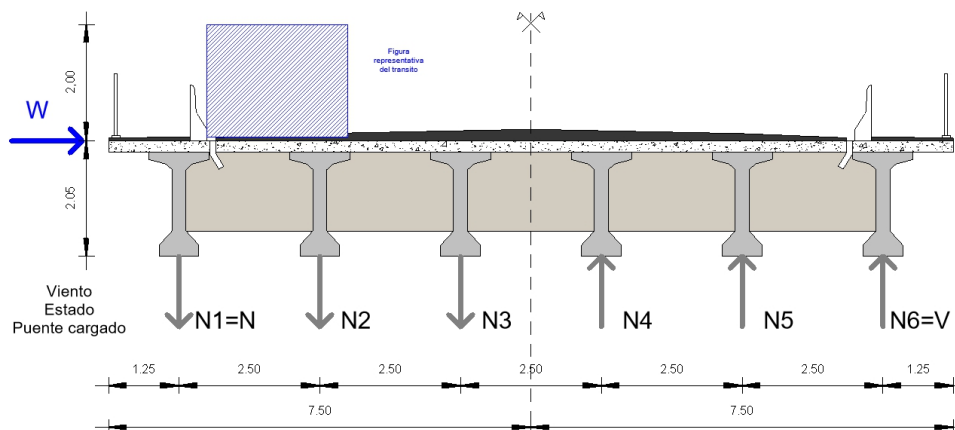


Figura 116. Esquema de cargas en estado de puente cargado. Fuente: Elaboración.

b.3. Fuerza vertical mínima en apoyo: V.

$$Ni = \pm \frac{xi * Mv}{\Sigma xi^2} \rightarrow N = Nmax = N1 = xmax * \frac{Mv}{xi^2} = 6,25m * \frac{186,81KNm}{109,38m^2} = 10,67KN$$

Ni: Reacción en el apoyo i.

xi: Distancia desde cada viga principal hasta el eje baricéntrico del conjunto.

$$x1 = x6 = 6,25m$$

$$x2 = x5 = 3,75m$$

$$x3 = x4 = 1,25m$$

$$\Sigma xi^2 = [2 * (6,25 + 3,75 + 1,25)]^2 = 109,38 m^2$$

$$V = P(\sin\phi) - Nmax = 901KN - 10,67 = 890KN$$

P(sinφ): Reacción en el apoyo por cargas permanentes y sobrecargas sin impacto, obtenido en 6.5.2.3.c

c. Verificación.

$$\frac{H}{V} = \frac{46,7KN}{890KN} = 0,052 < \mu = 0,4 \rightarrow BC$$

μ : Coeficiente de rozamiento entre la viga principal y el apoyo de neopreno. Según *Dirección general de carreteras – “Nota técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carreteras (Madrid, 1995)”*, en el punto 2.1.2 Rango de utilización= 0,4

6.5.4.2.3. Verificación con puente vacío.

a. Fuerza horizontal total: H.

$$H_{long} = F_t + F_f = 44KN$$

$$H_{trans} = F_{vv} = 12,8KN$$

$$H = \sqrt{H_{long}^2 + H_{trans}^2} = \sqrt{(44KN)^2 + (12,8KN)^2} = 45,97KN$$

b. Fuerza vertical mínima en apoyo: V.

b.1. Fuerza de viento en cada estribo: W.

$$W = n^{\circ}vp F_{vv} = 6 * 45,97KN = 76,88KN$$

b.2. Momento de vuelco: Mv.

$$M_v = h W = 1,32m * 26,24KN = 101,71KNm$$

h : Brazo de palanca de la fuerza de viento W, respecto a los apoyos de la viga principal. Es igual a la mitad de la altura expuesta al viento.

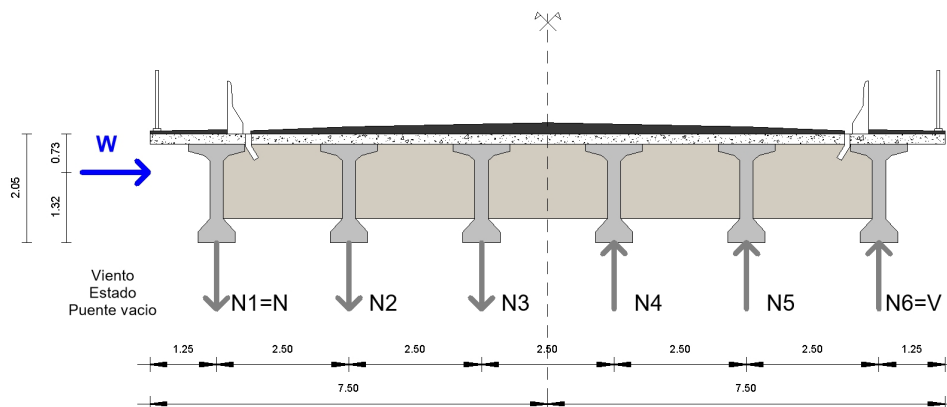


Figura 117. Esquema de cargas en estado de puente vacío.

Fuente: Elaboración propia.

c. Fuerza vertical mínima en apoyo: V.

$$N_i = \pm x_i * \frac{M_v}{\sum x_i^2} \rightarrow N = N_{max} = N_1 = x_{max} * \frac{M_v}{\sum x_i^2} = 6,25m * \frac{101,71KNm}{109,38m^2} = 5,81KN$$

N_i : Reacción en el apoyo i.

x_i : Distancia desde cada viga principal hasta el eje baricéntrico del conjunto.

$$V = P_d - N_{max} = 664,4KN - 5,81KN = 658,6KN$$

P_d : Reacción en el apoyo por cargas permanentes, *obtenido en 6.5.2.3.a.*

d. Verificación.

$$\frac{H}{V} = \frac{45,97KN}{658,6KN} = 0,070 < \mu = 0,4 \rightarrow BC$$

μ : Coeficiente de rozamiento entre la viga principal y el apoyo de neopreno. Según *Dirección general de carreteras – “Nota técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carreteras (Madrid, 1995)”*, en el punto 2.1.2 Rango de utilización= 0,4

6.5.4.3.TENSIONES MÁXIMAS EN EL APOYO.

6.5.4.3.1. Carga vertical máxima: Vmax.

Esta carga se da para la condición de puente cargado, cuando a la reacción total sin impacto se le incorpora la carga de viento.

$$V_{max} = P(\sin\varphi) + N_{max} = 901KN + 10,67KN = 911,4KN$$

6.5.4.3.2. Tensión de trabajo máxima.

$$\sigma_{trab} = \frac{V}{A_{apoyo}} = \frac{911,4KN}{(25cm * 40cm)} = 0,91 \frac{KN}{cm^2} < \sigma_{adm} = 1,20 \frac{KN}{cm^2} \rightarrow BC$$

σ_{adm} : Tensión admisible Coeficiente de rozamiento entre la viga principal y el apoyo de neopreno. Según *Dirección general de carreteras – “Nota técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carreteras (Madrid, 1995)”*, en el punto 2.1.2 Rango de utilización = $120 \frac{kg}{cm^2} = 1,20 \frac{KN}{cm^2}$

6.5.5. ESQUEMA RESUMEN.

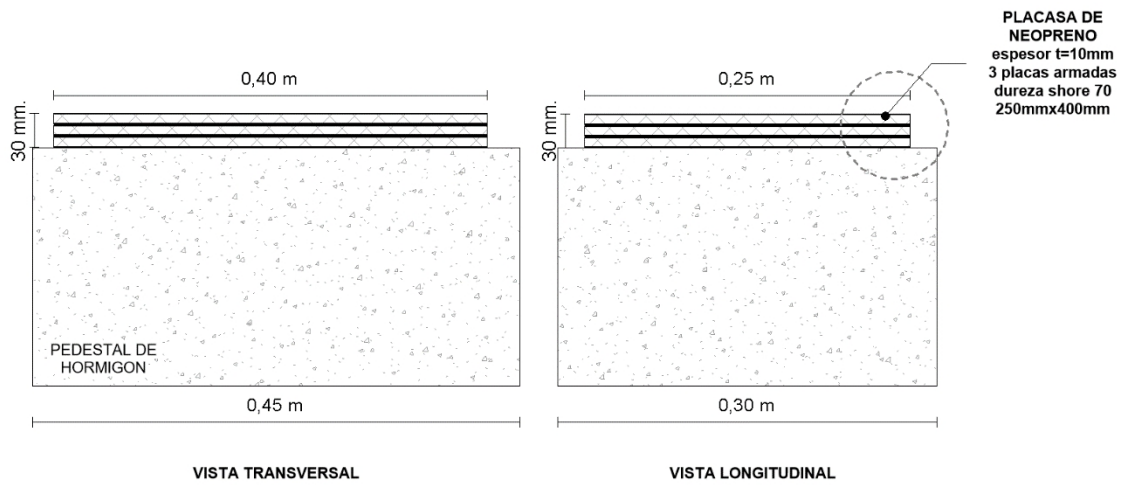


Figura 118. Ubicación de placas de neopreno. Fuente: Elaboración propia.

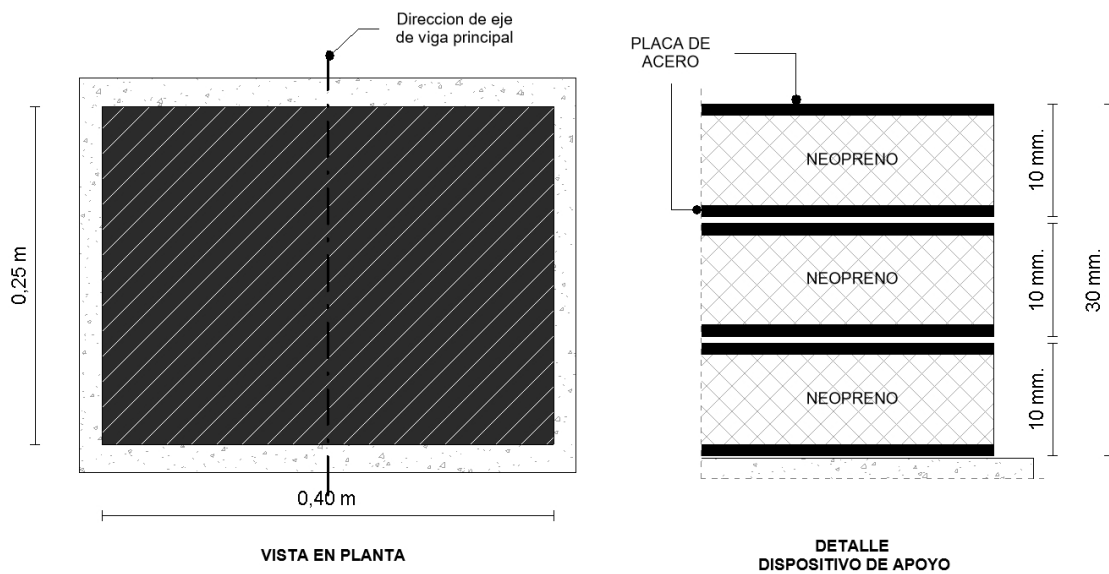


Figura 119. Detalle de placas de Neopreno. Fuente: Elaboración propia.

6.6. ESTRIBOS

6.6.1. DATOS.

6.6.1.1.DISEÑO.

Muros con contrafueros de pantallas planas.

Exposición Q1 - Hormigón H-30 - Acero ADN 420

Teniendo en cuenta el perfil adoptado en el estudio geotécnico en el que se considera la existencia de suelo CL/ML (arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas limosas, arcillas con grava y arcillas arenosas) en los primeros metros, se adopta como suelo de relleno un suelo arcilloso CL con los siguientes parámetros:

$$\text{Peso específico saturado} = 20 \frac{KN}{m^3}$$

Valor obtenido del ensayo triaxial UU que se adjunta en el anexo.

6.6.1.2.PRE DIMENSIONAMIENTO.

6.6.1.2.1. Altura.

El estribo se apoyará directamente sobre el terreno natural, para que su construcción sea más simple (sin excavaciones).

Se adopta un estribo de altura $H=5,6\text{m.}$ para salvar la diferencia de nivel entre la calzada proyectada y el terreno natural, acomodándose en el talud de suelo que también deberá ser rellenado.

Las diferencias de niveles que pudieran existir entre nivel de terreno natural y calzada proyectada que no puedan ser salvadas por los estribos se deberán rellenar con suelo de características similares para evitar un sobredimensionado del estribo.

6.6.1.2.2. Dimensiones.

Se adoptan las siguientes dimensiones, teniendo en cuenta que la posición de los contrafuertes debe coincidir con la posición de las vigas principales.

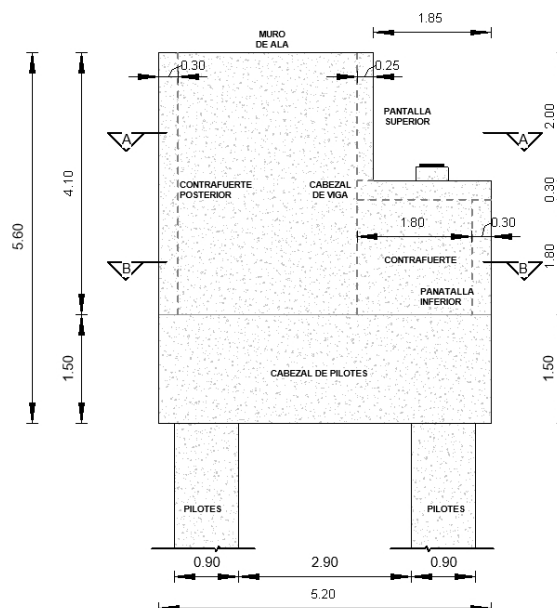


Figura 120. Diseño de estribos, vista lateral.

Fuente: Elaboración propia.

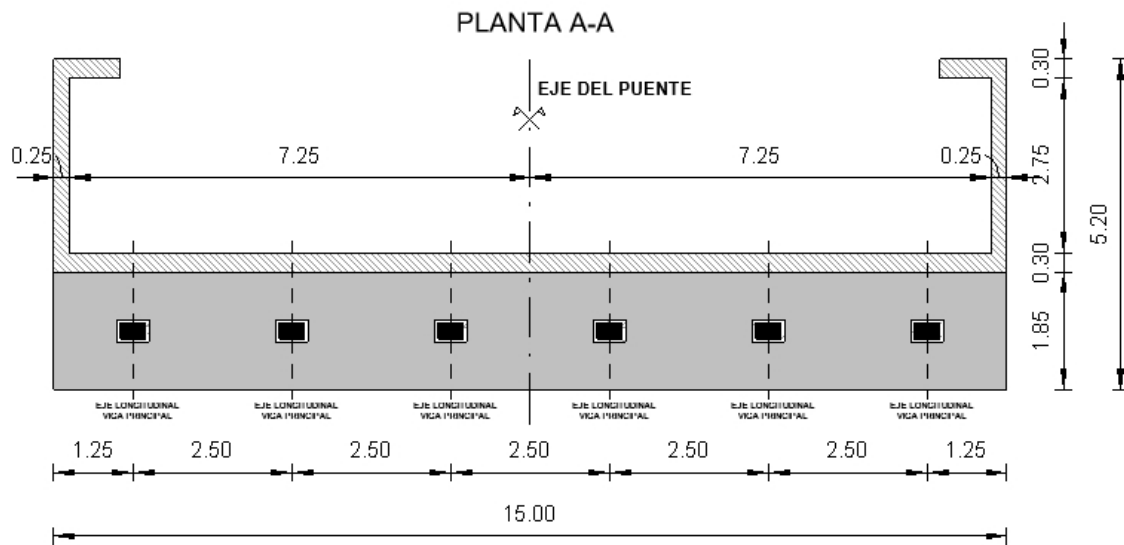


Figura 121. Diseño de estribos, vista transversal A-A. Fuente: Elaboración propia.

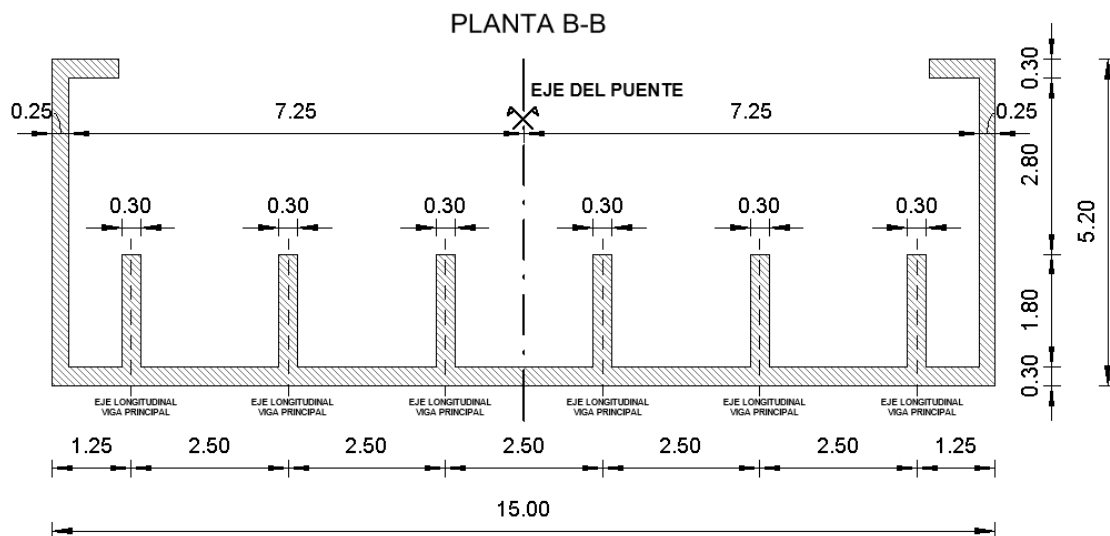


Figura 122. Diseño de estribos, vista transversal B-B. Fuente: Elaboración propia.

6.6.2. PANTALLA SUPERIOR.

6.6.2.1. ANÁLISIS DE CARGA.

6.6.2.1.1. Cargas horizontales: Empuje de suelo.

a. Método a utilizar.

Por ser el estribo un muro rígido.

Por estar en contacto permanente con el agua.

→ No se puede despreciar presión de poros.

→ Los parámetros del suelo no son constantes.

No se pueden aplicar métodos teóricos de estados de equilibrio plástico, es necesario usar métodos en estado de reposo.

Si el estribo es rígido y no se mueve lateralmente, entonces deberías considerar otros métodos, como el uso del coeficiente de presión en reposo (K_0).

Análisis de Presiones Laterales en Muros Rígidos.

b. Coeficiente de presión lateral de las tierras en reposo.

Según Braja M. Das – “Fundamentos de ingeniería geotécnica” en el punto 9.1

Presión de tierras en reposo, para arcillas se considera:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 4^\circ = 0,930$$

c. Peso específico del suelo.

Tomamos como peor condición el suelo totalmente saturado:

$$\gamma_{sat} = 20 \frac{KN}{m^3}$$

d. Presión horizontal debido al suelo.

$$P_h = h_s * \gamma_{sat} * K_0 = 2,00m * 20 \frac{KN}{m^3} * 0,930 = 37,21 \frac{KN}{m^2}$$

e. Empuje Horizontal.

La presión horizontal del suelo presenta un diagrama triangular cuyo máximo valor será $37,21 \frac{KN}{m^2}$; el valor del empuje será:

$$E_h = p_h * \frac{h_{ps}}{2} = 37,21 \frac{KN}{m^2} * \frac{2,00m}{2} = 37,2 \frac{KN}{m}$$

f. Punto de aplicación del Empuje de suelo.

$$H_{Empuje\ de\ suelo} = \frac{h_{ps}}{3} = \frac{2,00m}{3} = 0,67m$$

6.6.2.1.2. Cargas verticales.

a. Reacción losa de aproximación.

a.1. Cargas permanentes.

Según el punto 4.3.1, la reacción de la losa de aproximación para cargas permanentes es:

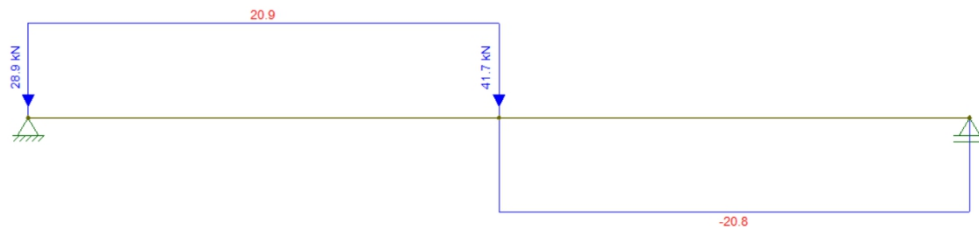
$$R_{LAD} = 31,08 \frac{KN}{m}$$

a.2. Sobrecargas accidentales.

Calculando las solicitaciones de la misma manera que en el punto 4.2.3, pero con los siguientes valores de carga, sin mayoración por impacto con el coeficiente ϕ :

$$Pda = 28,90 \frac{KN}{m}$$

$$Pt = 41,67 \frac{KN}{m}$$



El esfuerzo de corte máximo en apoyo con estas cargas es

$$R_{LAL}(\sin\phi) = 20,9 \frac{KN}{m}$$

b. Peso propio pantalla superior.

$$Pp_{pantalla superior} = e * hps * \gamma H^{\circ} A^{\circ} = 0,25m * 2,00m * 25 \frac{KN}{m^3} = 12,50 \frac{KN}{m}$$

c. Cargas verticales totales.

$$ND = R_{LAD} + Ppps = 31,08 \frac{KN}{m} + 12,5 \frac{KN}{m} = 43,6 \frac{KN}{m}$$

$$NL = R_{LAL}(\sin\phi) = 20,9 \frac{KN}{m}$$

6.6.2.2.SOLICITACIONES.

Se la considera como una ménsula empotrada en el cabezal de vigas.

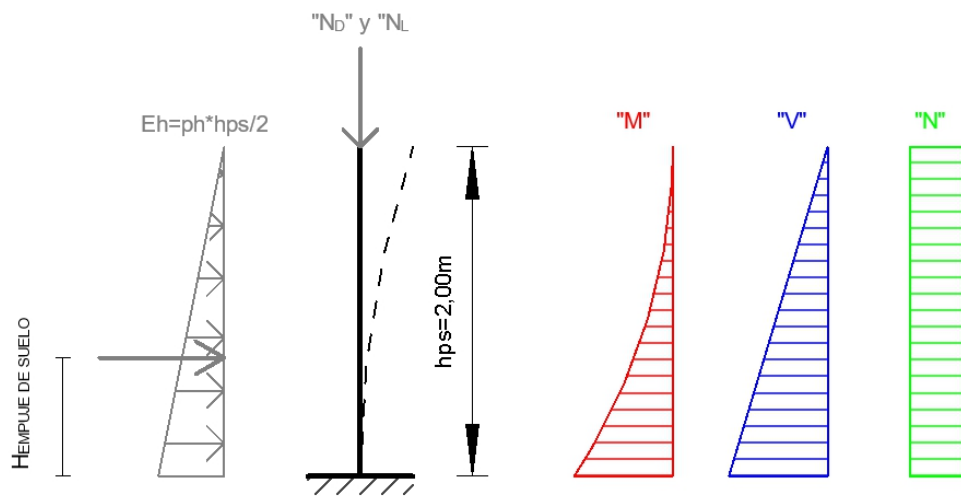


Figura 123. Solicitaciones en pantalla superior de estribo.

Fuente: Elaboración propia.

a. Momento flector.

$$MH = Eh * H_{Empuje\ de\ suelo} = 37,21 \frac{KN}{m} * 0,67m = 24,81 \frac{KNm}{m}$$

b. Esfuerzos de corte.

$$VH = H = 37,21 \frac{KN}{m}$$

c. Esfuerzos normales.

$$ND = 43,58 \frac{KN}{m}$$

$$NL = 20,9 \frac{KN}{m}$$

6.6.2.3.RESISTENCIA REQUERIDA.

Según CIRSOC 201 – 9.2, teniendo en cuenta que solo se disponen de cargas permanentes (D), sobrecargas (L) y cargas debidas a la presión lateral de los suelos (H), la resistencia requerida es igual a:

$$Mu = 1,6 MH = 1,6 * 24,81 \frac{KN}{m} = 40 \frac{KN}{m}$$

$$Vu = 1,6 VH = 1,6 * 37,21 \frac{KN}{m} = 60 \frac{KN}{m}$$

$$Nu = 1,2 ND + 1,6 NL = 1,2 * 43,58 \frac{KN}{m} + 1,6 * 20,90 \frac{KN}{m} = 85,7 \frac{KN}{m}$$

6.6.2.4. DIMENSIONAMIENTO DE LAS SECCIONES DE HORMIGÓN.

6.6.2.4.1. Recubrimiento mínimo.

Según *CIRSOC 201*– *Tabla 7.7.1*: “Recubrimientos mínimos para hormigón colocado en obra (no pretensado), para las clases de exposición A1 y A2”:

Hormigón en contacto vertical con el suelo o expuesto al aire libre

Para barras y alambres $d_b \leq 16\text{mm}$

$$r_{min} = 30\text{mm} = 3\text{cm}$$

r_{min} : Distancia desde la superficie del hormigón hasta la superficie exterior de la armadura a la que se le aplica el recubrimiento.

La clase de exposición de la estructura es Q1, según esta misma tabla para este caso se debe incrementar 30% el recubrimiento anterior:

$$r_{Q1min} = 1,3r_{min} = 1,3 * 30\text{mm} = 39\text{mm} = 3,9\text{cm}$$

$$r = 40\text{mm} = 4\text{cm} > r_{Q1min} = 3,9\text{cm}$$

6.6.2.4.2. Altura útil para evitar armadura de corte.

Según *CIRSOC 201* – *11.5.6.1*, no es necesario colocar armadura de corte mínima en losas, y según *CIRSOC 201* – *11.12.1.1* para losas armadas en una dirección se debe dimensionar al corte según *11.1 a 11.5* de dicho reglamento.

Se debe cumplir: $\phi V_n \geq V_u$ Según *CIRSOC 201*– *11.1.1*

ϕ : Factor de reducción de resistencia. Para corte en combinaciones que no incluyan sismo, según *CIRSOC 201* – *9.3.2.3*:

$$\phi = 0,75$$

V_u : Esfuerzo de corte mayorado en la sección considerada, en N. El máximo esfuerzo de corte mayorado en la etapa 2 es:

$$V_u = 60 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

V_n : Resistencia nominal al corte determinada con la siguiente expresión

$$V_n = V_c + V_s$$

V_c : Resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón, N. Para elementos sometidos únicamente a flexión y corte, según expresiones simplificadas, *CIRSOC 201* – *11.3.1.1*:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d$$

b_w : Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular, en mm. Para una losa, considerada una viga de ancho unitario:

$$b_w = 1\text{m}$$

d : Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa (altura útil), en mm.

$\sqrt{f'c}$: Raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, en MPa. Debe ser $\leq 8,3\text{MPa}$. Para hormigón armado (H-30):

$$\sqrt{f'c} = \sqrt{30\text{MPa}} = 5,48\text{MPa} < 8,3\text{MPa}$$

V_s : Resistencia nominal al corte proporcionada por la armadura de corte, N.

Si no poseemos armadura de corte, entonces:

$$V_n = V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} b w d$$

Como debe cumplirse que:

$$\phi V_n \geq V_u \rightarrow \phi \frac{1}{6} \sqrt{f'c} b w d \geq V_u$$

$$d \geq \frac{6 * V_u}{\phi \sqrt{f'c} b w} = \frac{6 * 60 \frac{\text{KN}}{\text{m}} * \frac{1\text{MN}}{1000\text{KN}}}{0,75 * 5,48\text{MPa} * 1000\text{mm}} = 0,087\text{m} = 8,7\text{cm}$$

6.6.2.4.3. Altura útil.

Suponemos mayor diámetro de barra adoptado $db = 20\text{mm}$.

Se adopta un **espesor de losa $h = 25\text{cm}$** .

$$d = h - r - db_{sec} - \frac{db}{2} = 25\text{cm} - 4\text{cm} - 1\text{cm} - \frac{1,6\text{cm}}{2} = 19,2\text{cm} > d_{min} = 8,7\text{cm} \rightarrow BC$$

6.6.2.4.4. DIMENSIONAMIENTO DE LAS ARMADURAS.

a. Armadura principal.

a.1. Armadura principal necesaria.

La pantalla superior trabaja a flexión compuesta recta, por lo que se utilizará diagramas de interacción para la determinación de las armaduras, disponibles en *Diagrama de interacción - Parte 1 de Hernandez Balat, Bissio, Ortega – “Ejemplos de aplicación del reglamento argentino de estructuras de hormigón CIRSOC 201 (Agosto 2005)”*.

a.2. Factor de reducción de resistencia: ϕ .

Según *CIRSOC 201 – 9.3.2* el factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura (ϕ) es para proyectar una sección con una rotura dúctil (precedida por importantes deformaciones y fisuraciones), se parte del supuesto:

$$\epsilon_c \leq 3\text{‰} \text{ y } \epsilon = 5\text{‰}$$

Sección controlada por tracción $\rightarrow \phi = 0,9$

a.3. Distancia desde la fibra comprimida externa hasta el baricentro de la armadura longitudinal: d' .

$$d' = r + \frac{db}{2} = 4\text{cm} + \frac{2\text{cm}}{2} = 5\text{cm}$$

$$\gamma = \frac{h - 2d'}{h} = \frac{25\text{cm} - 2 * 5\text{cm}}{25\text{cm}} = 0,6$$

a.4. Cuantía geométrica necesaria.

$$Mu = 40 \frac{KNm}{m} ; Nu = 85,7 \frac{KN}{m}$$

Con esta información, determinamos la cuantía geométrica con:

$$f'_c = 30MPa ; f_y = 420MPa ; \gamma = 0,6$$

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

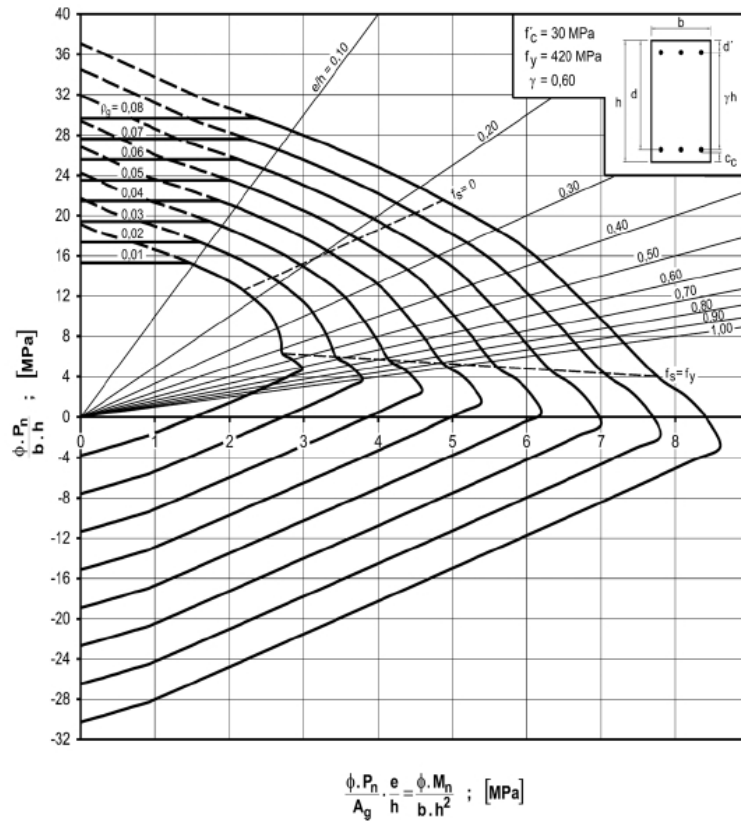


DIAGRAMA I.12

Diagrama de interacción de la resistencia de secciones rectangulares con barras en las caras extremas. $f'_c = 30 \text{ MPa}$ y $\gamma = 0,60$.

Figura 124: Diagrama de interacción. Fuente: Hernandez Balat, Bissio, Ortega – “Ejemplos de aplicación del reglamento argentino de estructuras de hormigón CIRSOC 201 (Agosto 2005)”.

$$\frac{\phi M_n}{b h^2} = \frac{0,040 \frac{MNm}{m}}{1m * (0,25m)^2} = 0,64$$

$$\frac{\phi N_n}{b h} = \frac{-0,0857 \frac{MN}{m}}{1m * (0,25m)} = -0,343$$

$$\rho = 0,010$$

a.5. Armadura necesaria.

$$As_{nec} = \rho Ag = \rho b h = 0,01 * 100cm * 25cm = 25 \frac{cm^2}{m}$$

a.6. Armadura principal mínima y máxima.

Compresión.

Según CIRSOC 201 – 10.9.1, $\rho_{min} = 0,01$ y $\rho_{max} = 0,08$.

$$As_{min} = \rho_{min} Ag = \rho b h = 0,01 * 100cm * 25cm = 25 \frac{cm^2}{m}$$

$$As_{max} = \rho_{max} Ag = \rho b h = 0,08 * 100cm * 25cm = 200 \frac{cm^2}{m}$$

Flexión simple.

Según CIRSOC 201 – 10.5.1, para $f'c \leq 30MPa$:

$$As_{min_{cara}} = \frac{1,4 * b * d}{f_y} = \frac{1,4 * 100cm * 20,9m}{420MPa} = 6,97 \frac{cm^2}{m}$$

Separación máxima.

Según CIRSOC 201 – 7.6.5, para LOSAS, la separación de la armadura principal por flexión (sl_{max}) debe ser:

$$sl \leq \begin{cases} 2,5 \text{ veces el espesor de la losa } (h) = 2,5 * 25cm = 62,5cm \\ 25 \text{ db de la barra o alambre de menor diametro } = 25 * 1,6cm = 40cm \\ 300mm = 30cm \end{cases} \quad sl_{max} = 30cm$$

db: Menor diámetro de la barra o alambre, suponemos como diámetro de armadura de repartición = 2cm.

h: Espesor o altura total de la losa = 0,25m

$$sl_{max} = 30cm$$

a.7. Armadura principal adoptada.

Se adopta como armadura principal $\phi 16mm$ cada 15cm en ambas caras:

$$As_{cara} = 13,40 \frac{cm^2}{m} > As_{min_{flexión}} = 6,97 \frac{cm^2}{m} \rightarrow BC$$

$$As_{adop} = 2 As_{adop \text{ cara}} = 2 * 13,40 \frac{cm^2}{m} = 26,81 \frac{cm^2}{m} > As_{nec} = 25 \frac{cm^2}{m} \rightarrow BC$$

$$As_{adop} > As_{min_{compresion}} = 25 \frac{cm^2}{m} \rightarrow BC$$

$$As_{adop} < As_{max} = 200 \frac{cm^2}{m} \rightarrow BC$$

$$s = 15cm < s_{max} = 30cm \rightarrow BC$$

b. Armadura secundaria.

b.1. Armadura secundaria necesaria.

Sección necesaria.

Según CIRSOC 201 – Tabla 7.12.2.1: “Cuantía mínima ($\rho = A_s / bh$) totales para la armadura de contracción y temperatura”:

En losas donde se utilicen barras conformadas con ADN 420.

Cuantía mínima: $\rho = 0,0018$

$$A_{s \text{ sec min}} = \rho A_g = \rho b h = 0,0018 * 25\text{cm} * 100\text{cm} = 4,5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s \text{ sec min cara}} = \frac{4,5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{2 \text{ caras}} = 2,25 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Separación

máxima.

Según CIRSOC 201 – 7.12.2.2, la separación máxima de la armadura de contracción y temperatura debe ser:

$$S_{\text{sec}} \leq \begin{cases} 3 \text{ veces el espesor de la losa (h)} = 3 * 25\text{cm} = 75\text{cm} \\ 300\text{mm} = 30\text{cm} \end{cases}$$

$$S_{\text{sec max}} = 30\text{cm}$$

b.2. Armadura secundaria adoptada.

Se adopta como armadura secundaria $\phi 10\text{mm}$ cada 20cm en ambas caras:

$$A_{s \text{ sec adop}} = 3,93 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > A_{s \text{ sec min cara}} = 2,25 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$S_{\text{sec}} = 20\text{cm} < S_{\text{sec max}} = 30\text{cm} \rightarrow BC$$

6.6.2.5. VERIFICACION AL PANDEO.

6.6.2.5.1. Momentos amplificados.

Según *CIRSOC 201 – 10.12.3* Los elementos comprimidos se deben dimensionar para la carga axial mayorada P_u y para el momento mayorado y amplificado por los efectos de la curvatura del elemento, M_c , de acuerdo con las siguientes expresiones.

$$M_c = \delta_{ns} M_1 = \delta_{ns} M_u = 1 * 40 \frac{KNm}{m} = 40 \frac{KNm}{m}$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 * P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{85,74 KN}{0,75 * 20549 KN}} = 1 \geq 1$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k l_u)^2} = \frac{\pi^2 * 8,33 MNm^2}{(1 * 2,00m)^2} = 20,55 MN = 20549 KN$$

$$EI = \frac{0,4 E_c * I_g}{1 + \beta_d} = \frac{0,4 * 25742,96 MPa * 0,0013m^4}{1 + 0,61} = 8,33 MNm^2$$

$$C_m = 1$$

$$k = 1$$

$$l_u = 2,00m$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 4700 \sqrt{30 MPa} = 25742,96 MPa$$

$$I_g = \frac{1m * (0,25m)^3}{12} = 0,0013m^4$$

$$\beta_d = \frac{1,2 PD}{1,2 PD + 1,6 PL} = \frac{1,2 * 43,6 \frac{KN}{m}}{85,74 \frac{KN}{m}} = 0,61$$

M_c : momento mayorado, amplificado por los efectos de la curvatura del elemento, a ser utilizado en el diseño de un elemento comprimido, en N.

M_1 : el mayor momento (de primer orden) mayorado, en uno de los extremos de un elemento comprimido, siempre positivo, en N.

δ_{ns} : factor de amplificación de momentos para pórticos indesplazables, utilizado para reflejar los efectos de la curvatura entre los extremos del elemento comprimido.

C_m : factor que relaciona el diagrama real de momentos con un diagrama equivalente de momentos uniforme.

P_c : carga crítica de pandeo, en N.

EI : rigidez a flexión de un elemento comprimido, en N mm².

k : factor de longitud efectiva para elementos comprimidos.

l_u : longitud sin apoyo lateral de un elemento comprimido.

β_d : es la relación entre la máxima carga axial mayorada que actúa en forma permanente (carga de larga duración) y la máxima carga axial mayorada asociada a la misma combinación de cargas.

$$M_c = M_u \rightarrow \text{Es correcto dimensionar con } M_c.$$

6.6.2.6.ESQUEMA RESUMEN.

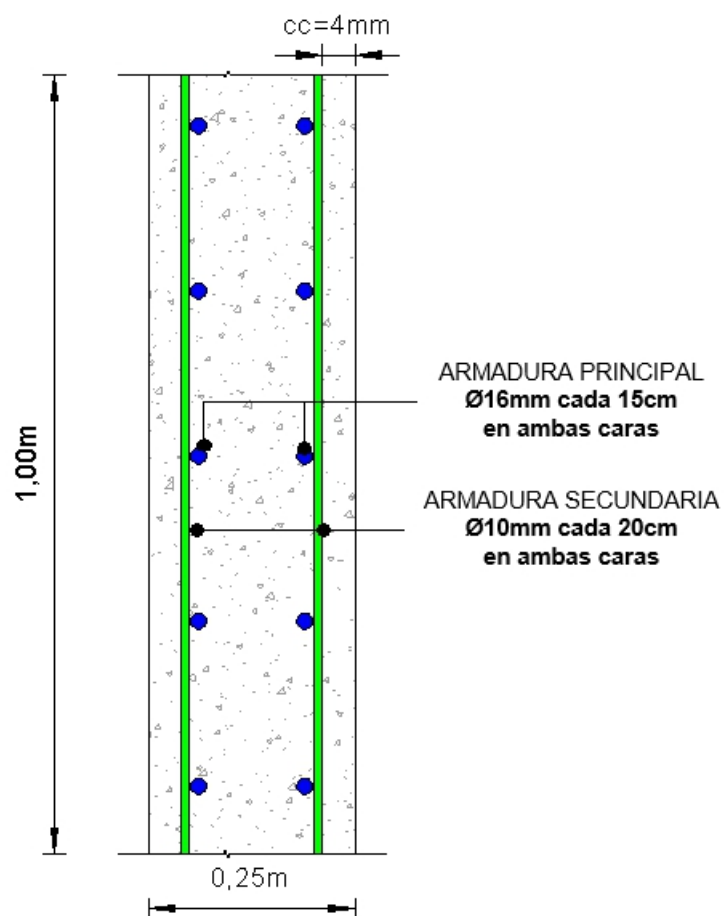


Figura 125. Esquema de armaduras pantalla superior. Fuente: Elaboración Propia.

6.6.3. PANTALLA INFERIOR.

6.6.3.1. ANALISIS DE CARGAS.

6.6.3.1.1. Cargas horizontales:

Se considera el mismo método, coeficiente de presión lateral de las tierras en reposo y peso específico del suelo de relleno.

Se considera como carga promedio aplicada en toda la pantalla aplicada en la parte inferior de la misma la cual surge de un análisis similar a aplicada en caso de la pantalla superior.

a. Presión horizontal debido al suelo.

$$Ph = hpantalla\ inf_{calculo} * \gamma_{sat} * K_0 = 4,10m * 20 \frac{KN}{m^3} * 0,930 = 76,28 \frac{KN}{m^2}$$

Si bien la altura de la pantalla inferior es de 1,5m la presión total se debe obtener para el volumen de suelo total aplicado en el extremo inferior de la misma y para ello se debe considerar más total de suelo actuante por ende la pantalla inferior de cálculo resulta de tomar la altura del estribo y descontar de la altura del cabezal de pilotes.

b. Presión horizontal de cálculo.

Se considera como carga distribuida uniforme aplicada en toda la pantalla a la presión máxima aplicada en la parte inferior de la misma (ver **figura 122**), si bien se está trabajando con una carga mayor a la real, se está del lado de la seguridad.

$$q = q_{max} = 76,28 \frac{KN}{m^2}$$

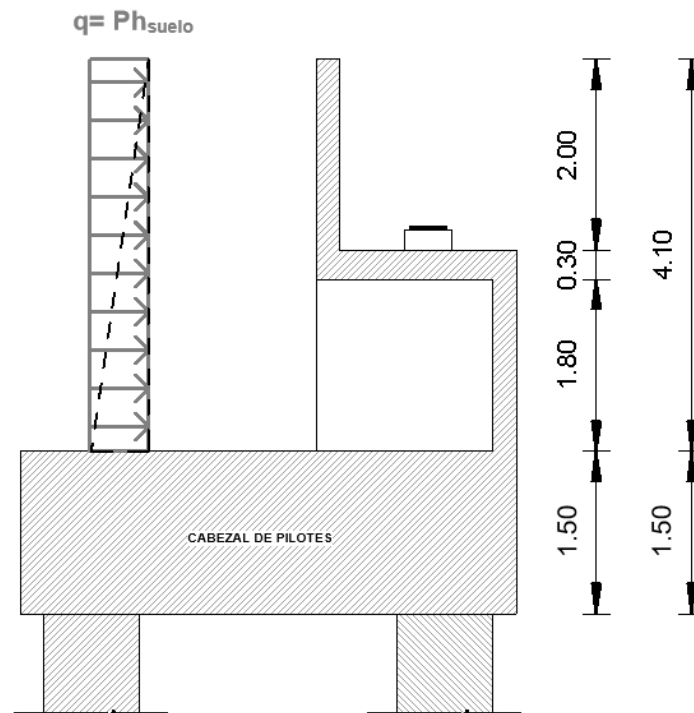


Figura 126. Carga de empuje de suelo en pantalla inferior.

Fuente: Elaboración propia.

6.6.3.2.SOLICITACIONES.

Se la considera simplemente apoyada en los contrafuertes.

$$q = 76,28 \frac{KN}{m^2}$$

$$l(\text{separacion entre vigas principales}) = 2,5m$$

6.6.3.2.1. Momento flector.

a. En los extremos de la pantalla.

a.1. En el APOYOS.

$$M_{apoyo_{extremo}} = \frac{q * l^2}{8} = \frac{76,28 \frac{KN}{m^2} * (2,5m)^2}{8} = 55,6 \frac{KNm}{m}$$

a.2. En el TRAMO.

$$M_{tramo_{extremo}} = \frac{q * l^2}{14,22} = \frac{76,28 \frac{KN}{m^2} * (2,5m)^2}{14,22} = 33,5 \frac{KNm}{m}$$

b. En los tramos centrales de la pantalla.

b.1. En el APOYOS.

$$M_{apoyo_{central}} = \frac{q * l^2}{12} = \frac{76,28 \frac{KN}{m^2} * (2,5m)^2}{12} = 39,7 \frac{KNm}{m}$$

b.2. En el TRAMO.

$$M_{tramo_{central}} = \frac{q * l_{voladizo}}{24} = \frac{76,28 \frac{KN}{m^2} * 1,25m}{14,22} = 33,5 \frac{KNm}{m}$$

6.6.3.2.2. Esfuerzos de corte.

a. En los tramos extremos de la pantalla.

$$V_e = \frac{3}{8} * q * l = \frac{3}{8} * 79,28 \frac{KN}{m^2} * 2,5m = 71,51 \frac{KN}{m}$$

b. En los tramos centrales de la pantalla.

$$V_e = q * \frac{l}{2} = 79,28 \frac{KN}{m^2} * \frac{2,5m}{2} = 95,35 \frac{KN}{m}$$

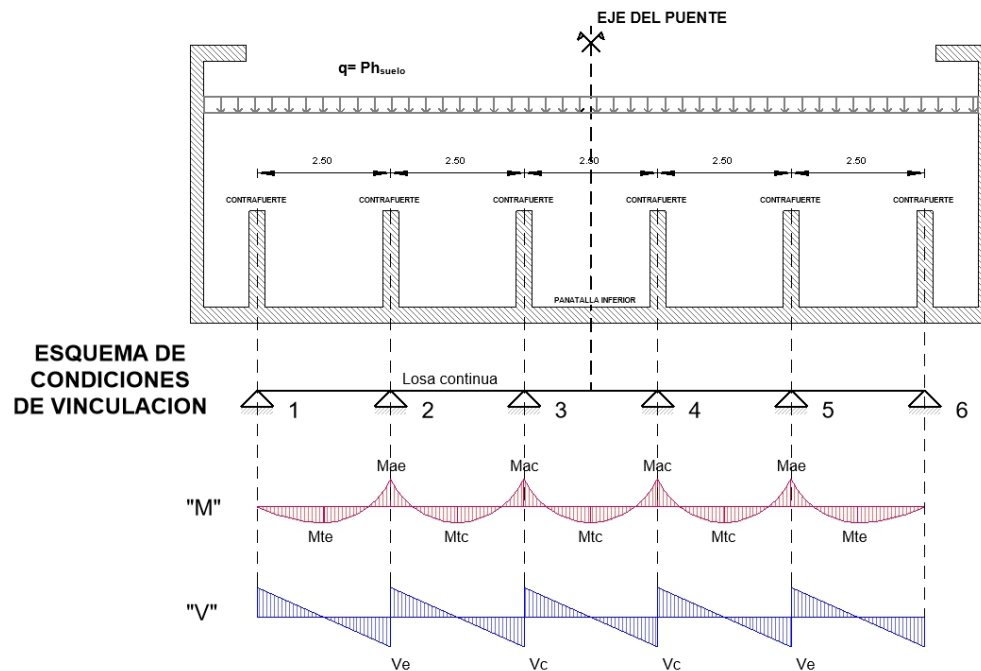


Figura 127. Esquema de condiciones de vinculación y solicitaciones de la pantalla inferior.
Fuente: Elaboración propia.

6.6.3.3.RESISTENCIA REQUERIDA.

Según *CIRSOC 201 – 9.2*, teniendo en cuenta que solo se dispone de cargas debidas a la presión lateral de los suelos (H) y que se calculará sola una armadura (con el máximo momento) la cual se dispondrá en ambas caras (para evitar confusiones a la hora de la materialización de la pantalla), la resistencia requerida es igual a:

$$Mu = 1,6 Mh = 1,6 * 59,6 \frac{KNm}{m} = 95,35 \frac{KNm}{m}$$

$$Vu = 1,6 Vh = 1,6 * 95,35 \frac{KN}{m} = 152,56 \frac{KN}{m}$$

6.6.3.4.DIMENSIONAMIENTO DE LAS SECCIONES DE HORMIGON.

6.6.3.4.1. Recubrimiento mínimo.

Según *CIRSOC 201– Tabla 7.7.1*: “Recubrimientos mínimos para hormigón colocado en obra (no pretensado), para las clases de exposición A1 y A2”:

Hormigón en contacto vertical con el suelo o expuesto al aire libre
Para barras y alambres $db \leq 16mm$

$$r_{min} = 30mm = 3cm$$

r_{min} : Distancia desde la superficie del hormigón hasta la superficie exterior de la armadura a la que se le aplica el recubrimiento.

La clase de de exposición de la estructura es Q1, según esta misma tabla para este caso se debe incrementar 30% el recubrimiento anterior:

$$r_{Q1min} = 1,3r_{min} = 1,3 * 30mm = 39mm = 3,9cm$$

$$r = 400mm = 4cm > r_{Q1min} = 3,9cm$$

6.6.3.4.2. Altura útil para evitar armadura de corte.

Según *CIRSOC 201 – 11.5.6.1*, no es necesario colocar armadura de corte mínima en losas, y según *CIRSOC 201 – 11.12.1.1* para losas armadas en una dirección se debe dimensionar al corte según *11.1 a 11.5* de dicho reglamento.

Se debe cumplir: $\phi V_n \geq V_u$ Según *CIRSOC 201– 11.1.1*

ϕ : Factor de reducción de resistencia. Para corte en combinaciones que no incluyan sismo, según *CIRSOC 201 – 9.3.2.3*:

$$\phi = 0,75$$

V_u : Esfuerzo de corte mayorado en la sección considerada, en N. El máximo esfuerzo de corte mayorado en la etapa 2 es:

$$V_u = 152,6 \frac{KN}{m}$$

V_n : Resistencia nominal al corte determinada con la siguiente expresión

$$V_n = V_c + V_s$$

V_c : Resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón, N. Para elementos sometidos únicamente a flexión y corte, según expresiones simplificadas, *CIRSOC 201 – 11.3.1.1*:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b w d$$

$b w$: Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular, en mm. Para una losa, considerada una viga de ancho unitario:

$$b w = 1m$$

d : Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa (altura útil), en mm.

$\sqrt{f'_c}$: Raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, en MPa. Debe ser $\leq 8,3MPa$. Para hormigón armado (H-30):

$$\sqrt{f'_c} = \sqrt{30MPa} = 5,48MPa < 8,3 MPa$$

V_s : Resistencia nominal al corte proporcionada por la armadura de corte, N.

Si no poseemos armadura de corte, entonces:

$$V_n = V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b w d$$

Como debe cumplirse que:

$$\phi V_n \geq V_u \rightarrow \phi \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b w d \geq V_u$$

$$d \geq \frac{6 * V_u}{\phi \sqrt{f'_c} b w} = \frac{6 * 152,6 \frac{KN}{m} * \frac{1MN}{1000KN}}{0,75 * 5,48MPa * 1m} = 0,228m = 22,8cm$$

6.6.3.4.3. Altura útil.

Suponemos mayor diámetro de barra adoptado $d_b=16\text{mm}$. Se adopta un espesor de losa $h=30\text{cm}$.

$$d = h - r - d_{b_{sec}} - \frac{d_b}{2} = 30\text{cm} - 4\text{cm} - 1\text{cm} - \frac{1,6\text{cm}}{2} = 24,2\text{cm} > d_{min} = 22,8\text{cm} \rightarrow BC$$

6.6.3.4.4. Dimensionamiento de las armaduras.

Se adoptan armaduras idénticas en ambas caras de la pantalla inferior, por lo cual se trabaja únicamente con el máximo momento mayorado.

a. Armadura principal necesaria.

a.1. Factor de reducción de resistencia.

Según *CIRSOC 201 – 9.3.2* el factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura (ϕ) es para proyectar una sección con una rotura dúctil (precedida por importantes deformaciones y fisuraciones), se parte del supuesto:

$$\varepsilon_c \leq 3\text{‰} \text{ y } \varepsilon = 5\%$$

Sección controlada por tracción $\rightarrow \phi = 0,9$

a.2. Diagrama tensión-deformación de la sección en estado de servicio.

Para f'_c : Resistencia especificada a la compresión del hormigón, para hormigón armado (H-30) = 30 MPa

Según *CIRSOC 201 – 10.2.7.3* $\rightarrow \beta_1 = 0,85$

Según *CIRSOC 201 – 10.2.2.1* \rightarrow

$$f * c = 0,85 f'_c = 0,85 * 30\text{MPa} = 25,5\text{MPa} = 25500 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Según *CIRSOC 201 – EJEMPLO DE APLICACIÓN*.

$$\rightarrow k_{amin} = \frac{1,4}{f * c} = 1,425,5\text{MPa} = 0,055$$

a.3. Separación máxima de la armadura principal.

Según *CIRSOC 201 – 7.6.5*, para losas, la separación de la armadura principal por flexión (sl_{max}) debe ser:

$$sl \leq \begin{cases} 2,5 \text{ veces el espesor de la losa } (h) = 2,5 * 30\text{cm} = 75\text{cm} \\ 25 \text{ db de la barra o alambre de menor diametro} = 25 * 1,6\text{cm} = 40\text{cm} \\ 300\text{mm} = 30\text{cm} \end{cases} \quad sl_{max} = 30\text{cm}$$

$$sl_{max} = 30\text{cm}$$

db: Menor diámetro de la barra o alambre, suponemos como diámetro de armadura de repartición = 2cm.

h: Espesor o altura total de la losa = 0,30m

b. Dimensionamiento armadura principal.

b.1. Momento nominal.

Según CIRSOC 201 – 9.1.1 se debe verificar:

$$Md = \phi Mn \geq Mu$$

Md: Resistencia o momento de diseño de la sección.

Mn: Resistencia o momento nominal de la sección.

Mu: Resistencia o momento requerido para resistir las cargas mayoradas en el tramo.

$$Mu = 95,3 \frac{KNm}{m}$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura $\phi=0,9$

$$Mn \geq \frac{Mu}{\phi} = \frac{95,3 \frac{KNm}{m}}{0,9} = 105,9 \frac{KNm}{m}$$

b.2. Armadura necesaria.

$$mn = \frac{Mn}{f * c bw d^2} = \frac{105,94 \frac{KNm}{m}}{25500 \frac{KN^2}{m} * 1m * (0,209m)^2} = 0,062$$

Mn: Resistencia o momento nominal de la sección

f*c: Tensión de compresión en el hormigón uniformemente distribuida en la zona de compresión equivalente = 25.500 kN/m²

bw: Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular, en mm.

Para una losa, considerada una viga de ancho unitario = 1m

d: Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa

$$ka = 1 - \sqrt{1 - 2 * mn} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,062} = 0,064 > kamin = 0,055$$

$$ka = 0,064$$

$$kc = \frac{ka}{\beta_1} = \frac{0,064}{0,85} = 0,075 < kmax = 0,375$$

→ No se requiere armadura de compresión A's=0

$$Asnec = \frac{ka f * c bw d}{fy} = \frac{0,064 * 25,5MPa * 1000cm * 25,92cm}{420MPa} = 10,05 \frac{cm^2}{m}$$

Asnec: Área de armadura longitudinal traccionada, no tesa, en mm²

fy: Tensión de fluencia especificada para la armadura longitudinal no tesa, en MPa.

b.3. Verificación de la suposición de sección controlada por tracción.

La deformación específica del hormigón en la fibra extrema comprimida por semejanza de triángulos:

$$\frac{\varepsilon}{d-c} = \frac{(\varepsilon_c + \varepsilon_t)}{d} \rightarrow \varepsilon_t = \varepsilon_c \frac{(d-c)}{c} = \varepsilon_c \frac{(1-kc)}{kc} = 3\text{‰} \frac{(1-0,075)}{0,075}$$

$$36,9\text{‰} > \varepsilon_{tu} = 5\text{‰}$$

Se verifica.

ε_t : Deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal, excluyendo las deformaciones debidas a la tensión efectiva del pretensado, la fluencia lenta, la contracción y las variaciones de temperatura. Por la suposición de sección controlada por tracción $\geq \varepsilon_{tu} = 5\text{‰}$.

ε_c : Deformación específica del hormigón para la resistencia nominal en la fibra comprimida extrema. Por la suposición de sección controlada por tracción $= \varepsilon_{cu} = 3\text{‰}$.

b.4. Armadura principal adoptada.

Según *CIRSOC 201 – 7.12.1*, las losas donde la armadura de flexión está dispuesta en una sola dirección, se debe colocar armadura en dirección perpendicular a ella para resistir los esfuerzos debidos a la contracción y a la temperatura.

Se adopta como armadura principal **ϕ16mm cada 15cm** en ambas caras:

$$A_{s_{adop}} = 13,4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > A_{s_{nec}} = 8,34 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow BC$$

$$s = 20\text{cm} = s_{max} = 30\text{cm} \rightarrow BC$$

c. Armadura secundaria.

Según *CIRSOC 201 – 7.12.1*, las losas donde la armadura de flexión está dispuesta en una sola dirección, se debe colocar armadura en dirección perpendicular a ella para resistir los esfuerzos debidos a la contracción y a la temperatura.

c.1. Armadura secundaria necesaria.

Según *CIRSOC 201 – Tabla 7.12.2.1*: “Cuantía mínima ($\rho = A_s / bh$) totales para la armadura de contracción y temperatura”:

En losas donde se utilicen barras conformadas con ADN 420, ADN 420S ó mallas soldadas de alambre liso \rightarrow **Cuantía mínima: $\rho=0,0018$**

$$A_{s_{sec_{contraccion y temp}}} = \rho (h b) = 0,0018 * 30\text{cm} * 100\text{cm} = 5,4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

El *CIRSOC 201* especifica que el área de acero de la armadura de repartición debe ser entre el 20% y el 50% del área de acero principal.

$$A_{s_{sec_{repartición}}} = \frac{1}{5} A_{s_{nec_{principal}}} = \frac{1}{5} * 10,05 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 2,01 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$As_{sec_{nec}} = 5,4 \frac{cm^2}{m}$$

c.2. Separación máxima.

Según CIRSOC 201 – 7.12.2.2, la separación máxima de la armadura de contracción y temperatura debe ser:

$$S_{sec} \leq \begin{cases} 3 \text{ veces el espesor de la losa } (h) = 3 * 30cm = 90cm \\ 300mm = 30cm \end{cases}$$

$$S_{secmax} = 30cm$$

c.3. Armadura secundaria adoptada.

Se adopta como armadura secundaria $\phi 10mm$ cada 20cm en ambas caras:

$$As_{adop} = 3,93 \frac{cm^2}{m} > \frac{As_{nec}}{caras} = \frac{4,5 \frac{cm^2}{m}}{2caras} = 2,25 \frac{cm^2}{m}$$

$$s = 20cm < s_{secmax} = 30 \rightarrow BC$$

6.6.3.5. ESQUEMA DE RESUMEN.

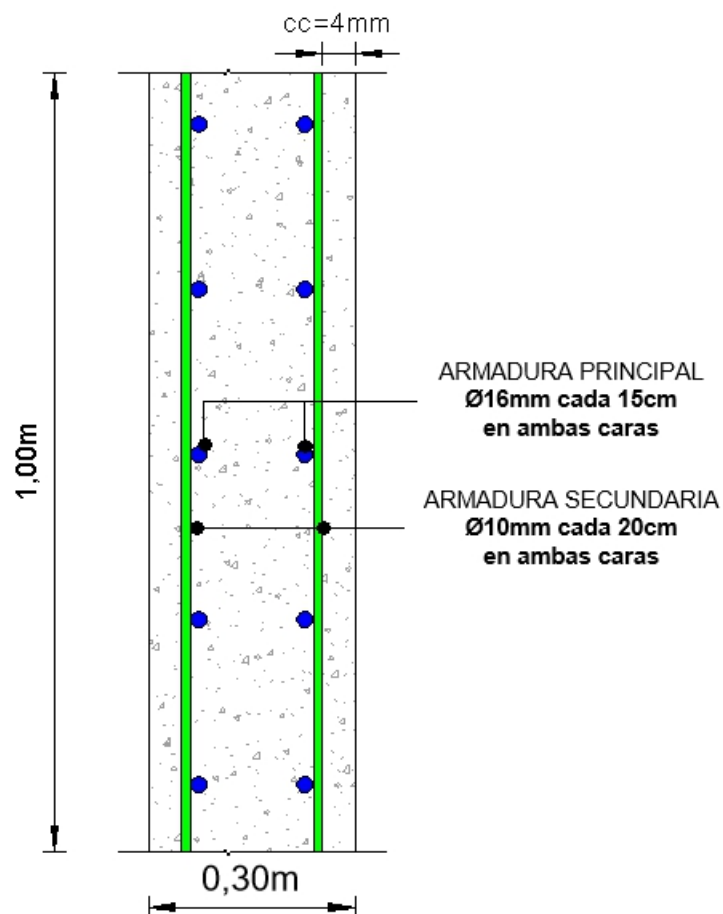


Figura 128. Esquema de Armaduras pantalla inferior. Fuente: Elaboración propia.

6.6.4. CONTRAFUERTE

6.6.4.1. ANÁLISIS DE CARGAS.

6.6.4.1.1. Cargas horizontales.

Se considera el mismo método, coeficiente de presión lateral de las tierras en reposo y peso específico del suelo de relleno.

Se considera como carga promedio aplicada en toda la pantalla aplicada en la parte inferior de la misma la cual surge de un análisis similar a aplicada en caso de la pantalla inferior.

a. Presión horizontal debido al suelo.

$$Ph = hpantalla \inf_{calcula} * \gamma_{sat} * K0 = 4,10m * 20 \frac{KN}{m^3} * 0,930 = 76,28 \frac{KN}{m^2}$$

Si bien la altura de la pantalla inferior es de 2m la presión total se debe obtener para el volumen de suelo total aplicado en el extremo inferior de la misma y para ello se debe considerar más total de suelo actuante por ende la pantalla inferior de cálculo resulta de tomar la altura del estribo y descontar de la altura del cabezal de pilotes.

b. Reacción horizontal aplicada al contrafuerte.

Consideramos una distribución triangular de presión horizontal igual a:

$$P_{horizontal} = 76,28 \frac{KN}{m^2}$$

$$H_H = P_{horizontal} * \frac{h_{contrafuerte}}{2} * L_{vigappal} = 76,28 \frac{KN}{m^2} * \frac{2,1m}{2} * 2,5m = 200KN$$

c. Reacción horizontal de viga principal.

La reacción horizontal de la viga principal por variación de temperatura y frenado, según el punto 5.4.2.2.1 dispositivos de apoyo, es:

Por variación de temperatura y frenado

$$H_T = 46,7KN$$

6.6.4.1.2. Cargas verticales.

a. Reacción de losa de aproximación.

a.1. Cargas permanentes.

Según el punto 4.3.1, la reacción de la losa de aproximación para cargas permanentes es:

$$R_{LAD} = 31,1 \frac{KN}{m}$$

a.2. Sobrecargas accidentales.

Según el punto **6.2.12.a**, la reacción de la losa de aproximación para sobrecargas accidentales sin impacto es:

$$R_{LA L (sin\varphi)} = 20,9 \frac{KN}{m}$$

b. Reacción vertical de viga principal.

b.2. Cargas permanentes.

Según el punto **6.5.2.1.a dispositivos de apoyo**, la reacción vertical de la viga principal para cargas permanentes es:

$$R_{VP D} = 302,3KN$$

b.3. Sobrecargas accidentales.

Según el punto **6.5.2.2 dispositivos de apoyo**, la reacción vertical de la viga principal para sobrecargas accidentales sin impacto es:

$$R_{VP L (sin\varphi)} = 236KN$$

c. Peso propio pantallas y contrafuerte.

$$Pp_D = Pp_{contr+pant.} = Pp_{superior} + Pp_{cabezal de viga} + Pp_{contrafuerte}$$

$$Pp_D = [(2,00m * 0,25m * 2,5m) + (0,3m * 1,85m * 2,5m) + ((1,5m - 0,5m) * 0,3m * 2,5m)] * 25 \frac{KN}{m^3}$$

$$Pp_D = 100KN$$

d. Cargas verticales totales.

$$ND = 31,08 \frac{KN}{m} * 2,5m + 302,3KN + 100KN = 480KN$$

$$NL = 20,9 \frac{KN}{m} * 2,5m + 236KN = 289KN$$

6.6.4.2.SOLICITACIONES.

Se dimensionan como ménsulas apoyadas en el cabezal de pilotes.

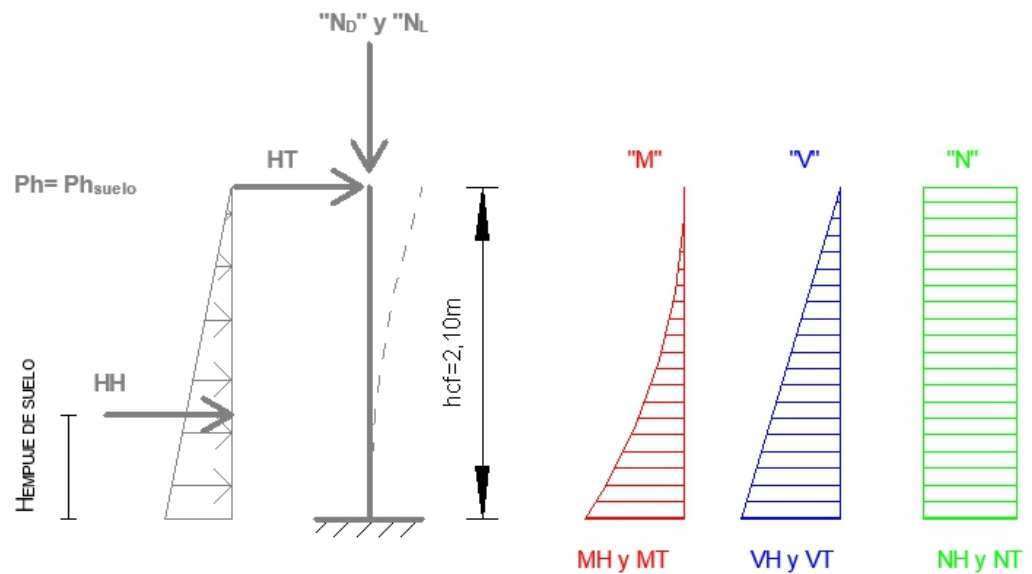


Figura 129. Esquema de solicitaciones Contrafuerte. Fuente: Elaboración propia.

a. Momento flector.

$$Md = Mt = Ht * h_{contrafuerte} = 46,7KN * 2,1m = 98 KNm$$

$$Ml = Mh = Hh * \frac{h_{contrafuerte}}{3} = 200KN * \frac{2,10m}{3} = 140 KNm$$

b. Esfuerzos de corte.

$$Vd = Vt = Ht = 47 KN$$

$$Vl = Vh = Hh = 200KN$$

c. Esfuerzos normales.

$$Nd = 480 KN$$

$$Nl = 289 KN$$

6.6.4.3.RESISTENCIA REQUERIDA.

Según CIRSOC 201 (versión 2005) – 9.2, teniendo en cuenta que solo se disponen de cargas permanentes (D) y sobrecargas (L), la resistencia requerida es igual a:

$$Mu = 1,2Md + 1,6Ml = 1,2 * 98 \frac{KNm}{m} + 1,6 * 140 \frac{Nm}{m} = 342KNm$$

$$Vu = 1,2Vd + 1,6Vl = 1,2 * 47 KN + 1,6 * 200 KN = 377 KN$$

$$Nu = 1,2Nd + 1,6Nl = 1,2 * 480 KN + 1,6 * 289KN = 1037 KN$$

6.6.4.4. DIMENSIONAMIENTO DE LAS SECCIONES DE HORMIGÓN.

6.6.4.4.1. Recubrimiento mínimo.

Según *CIRSOC 201– Tabla 7.7.1*: “Recubrimientos mínimos para hormigón colocado en obra (no pretensado), para las clases de exposición A1 y A2”:

Hormigón en contacto vertical con el suelo o expuesto al aire libre

Para barras y alambres $db \leq 16mm$

$$r_{min} = 30mm = 3cm$$

r_{min} : Distancia desde la superficie del hormigón hasta la superficie exterior de la armadura a la que se le aplica el recubrimiento.

La clase de exposición de la estructura es Q1, según esta misma tabla para este caso se debe incrementar 30% el recubrimiento anterior:

$$r_{Q1min} = 1,3r_{min} = 1,3 * 30mm = 39mm = 3,9cm$$

$$r = 400mm = 4cm > r_{Q1min} = 3,9cm$$

6.6.4.4.2. Dimensiones adoptadas.

Suponemos mayor diámetro de barra adoptado $db=20mm$ y diámetro de estribos $dest=8mm$.

$$b = 0,3m = 30cm$$

$$h = 1,85m + 0,25m = 2,10m$$

$$d = h - r - dest - \frac{db}{2} = 210cm - 4cm - 0,8cm - \frac{2,0cm}{2} = 204,2cm = 2,04m$$

6.6.4.4.3. Dimensionamiento de las Armaduras.

a. Armadura longitudinal – Flexocompresión.

a.1. Armadura principal necesaria.

La pantalla superior trabaja a flexión compuesta recta, por lo que se utilizará diagramas de interacción para la determinación de las armaduras, disponibles en *Diagrama de interacción - Parte 1 de Hernandez Balat, Bissio, Ortega – “Ejemplos de aplicación del reglamento argentino de estructuras de hormigón CIRSOC 201 (agosto 2005)”*.

a.2. Factor de reducción de resistencia: ϕ .

Según *CIRSOC 201 – 9.3.2* el factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura (ϕ) es para proyectar una sección con una rotura dúctil (precedida por importantes deformaciones y fisuraciones), se parte del supuesto:

$$\epsilon_c \leq 3‰ \text{ y } \epsilon = 5‰$$

Sección controlada por tracción $\rightarrow \phi = 0,9$

a.3. Distancia desde la fibra comprimida externa hasta el baricentro de la armadura longitudinal: d' .

$$d' = r + dbe + \frac{db}{2} = 4cm + 0,8 + \frac{2cm}{2} = 5,8m$$

$$\gamma = \frac{h - 2d'}{h} = \frac{210cm - 2 * 5,8cm}{210cm} = 0,94$$

a.4. Cuantía geométrica necesaria.

$$Mu = 342 \frac{KNm}{m} ; Nu = 1037 \frac{KN}{m}$$

Con esta información, determinamos la cuantía geométrica con:

$$f'_c = 30MPa ; f_y = 420MPa ; \gamma = 0,6$$

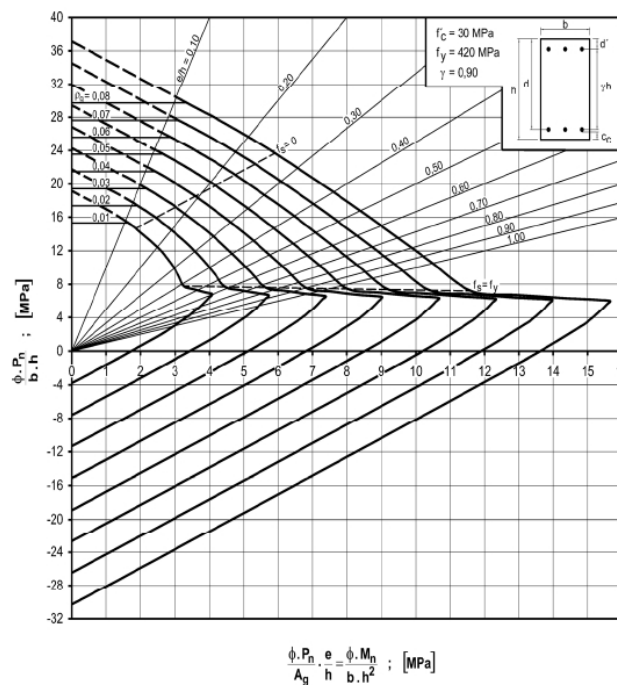


DIAGRAMA I.15

Diagrama de interacción de la resistencia de secciones rectangulares con barras en las caras extremas. $f'_c = 30 MPa$ y $\gamma = 0,90$.

Figura 130: Diagrama de interacción – Fuente: Hernandez Balat, Bissio, Ortega – “Ejemplos de aplicación del reglamento argentino de estructuras de hormigón CIRSOC 201 (Agosto 2005)”.

$$\frac{\phi M_n}{b h^2} = \frac{0,342 \frac{MNm}{m}}{0,3m * (2,10m)^2} = 0,26$$

$$\frac{\phi N_n}{b h} = \frac{1,037 \frac{MN}{m}}{0,3m * (2,10m)} = 1,65$$

$$\rho = 0,010$$

a.5. Armadura necesaria.

$$As_{nec} = \rho Ag = \rho b h = 0,010 * 30cm * 210cm = 63 cm^2$$

a.6. Armadura principal mínima y máxima.

Compresión.

Según CIRSOC 201 – 10.9.1, $\rho_{min} = 0,01$ y $\rho_{max} = 0,08$

$$As_{min} = \rho_{min} Ag = \rho b h = 0,01 * 30cm * 210cm = 63 cm^2$$

$$As_{max} = \rho_{max} Ag = \rho b h = 0,08 * 30cm * 210cm = 504cm^2$$

Flexión simple.

Según CIRSOC 201 – 10.5.1, para $f'c \leq 30MPa$:

$$As_{min_{cara}} = \frac{1,4 * b * d}{f_y} = \frac{1,4 * 30cm * 210cm}{420MPa} = 20,42 cm^2$$

Separación mínima.

Según CIRSOC 201 – 7.6.5, para LOSAS, la separación de la armadura principal por flexión (s_{lmax}) debe ser:

$$sl \leq \begin{cases} db \text{ diametro de la barra} = 2cm \\ 25 mm = 2,50cm \\ 1,33 * TMN = 1,33 * 1,9cm = 2,53cm \end{cases}$$

db: Menor diámetro de la barra o alambre, suponemos como diámetro de armadura de repartición= 2cm.

TMN: Tamaño máximo nominal de agregado= 1,9cm

$$s_{lmin} = 2cm$$

a.6. Armadura principal adoptada.

Se adopta como armadura principal **12φ20mm en ambas caras:**

$$As_{cara} = 37,70 cm^2 > As_{min_{cara}} = 20,42cm^2 \rightarrow BC$$

$$As_{adop} = 2 As_{adop \ cara} = 2 * 31,42 cm^2 = 62,83 cm^2 > As_{nec} = 63 cm^2 \rightarrow BC$$

$$s = b - \frac{2r + 2dest + 2db}{\frac{nb - 1}{nfilas}} = 30cm - \frac{2 * 4cm - 2 * 0,8cm - 2 * 2cm}{\frac{10 - 1}{2}} = 3,6cm$$

$$s = 3,6cm > s_{min} = 2,52cm \rightarrow BC$$

b. Estribos verticales – Cortes.

b.1. Armadura de corte necesaria.

Resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón

Para elementos sometidos únicamente a flexión y corte, según expresiones simplificadas, CIRSOC 201 – 11.3.1.1:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1}{6} \sqrt{30 \text{ MPa}} * 0,30 \text{ m} * 2,04 \text{ m} = 0,559 \text{ MN} = 559 \text{ KN}$$

$$V_c = 559 \text{ KN}$$

$\sqrt{f'_c}$: Raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, en MPa. Debe ser $\leq 8,3 \text{ MPa}$. Para hormigón armado (H-30)

b.2. Separación límite de estribos.

Según CIRSOC 201 – 11.5.5.1, la separación límite (s_{max}) de la armadura de corte ubicada en forma perpendicular al eje del elemento debe ser:

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{2} = \frac{204,2 \text{ cm}}{2} = 90 \text{ cm} \\ 400 \text{ mm} = 40 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow s_{max} = 40 \text{ cm}$$

b.3. Armadura mínima de corte.

Según CIRSOC 201 – 11.5.5

Para $V_u = 484,4 \text{ KN} > 0,5 \phi V_c = 0,5 * 0,75 * 559 \text{ KN} = 209,7 \text{ KN}$

$$A_{vmin} = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} * b_w * f_{yt} \leq 0,33 b_w * f_{yt}$$

$$\frac{A_{vmin}}{s} = \frac{1}{16} \sqrt{30 \text{ MPa}} \frac{0,30 \text{ m}}{420 \text{ MPa}} = 0,24 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} = 2,45 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \leq 0,33 \frac{0,30 \text{ m}}{420 \text{ MPa}} = 0,23 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} = 2,36 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

b.4. Resistencia nominal al corte.

$$V_n \geq \frac{V_u}{\phi} = \frac{696,8 \text{ KN}}{0,75} = 929 \text{ KN}$$

V_u : Esfuerzo de corte requerido para resistir las cargas mayoradas máximo

ϕ : Factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura. Según CIRSOC 201 – 9.3.2.3, para corte y torsión = 0,75

b.5. Estribado necesario.

$$V_{s nec} = V_n - V_c = 929 \text{ KN} - 559 \text{ KN} = 369,8 \text{ KN}$$

$$A_{v necs} = \frac{V_{s nec}}{d * f_{yt}} = \frac{369,8 \text{ KN}}{2,04 \text{ m} * 42 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}} = 4,31 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > A_{vmin} = 2,45 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

f_{yt} : Tensión de fluencia especificada de la armadura transversal, no tesa = $420 \text{ MPa} = 42 \text{ KN/cm}^2$

c. Armadura de corte adoptada.

Se adoptan estribos verticales de 2 ramas, $\phi 8\text{mm}$ cada 20cm:

$$\frac{A_{vadop}}{s} = 2 \left(\frac{0,503\text{cm}^2}{0,20\text{m}} \right) = 5,02 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > \frac{A_{vnec}}{s} = 4,31 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow BC$$

$$V_{sadop} = d f_{yt} \left(\frac{A_{vadop}}{s} \right) = 1,792\text{m} * 42 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} * 5,02 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$V_{sadop} = 431\text{KN}$$

c.1. Verificaciones.

Se debe verificar, según CIRSOC 201 – 11.5.7.9:

$$V_{sadop} \leq \frac{2}{3} \sqrt{f'c} b w d$$

$$V_{sadop} = 431\text{KN} \leq \frac{2}{3} \sqrt{30\text{MPa}} * 0,30\text{m} * 2,04\text{m} = 2,23\text{MN} = 2236,9\text{KN} \rightarrow BC$$

Se debe verificar, según CIRSOC 201 – 11.5.5.3:

$$V_{sadop} \geq \frac{1}{3} \sqrt{f'c} b w d$$

$$V_{sadop} = 431\text{KN} < \frac{1}{3} \sqrt{30\text{MPa}} * 0,30\text{m} * 1,792\text{m} = 0,981\text{MN} = 981,5\text{KN} \rightarrow MC$$

Como no se cumplen las dos desigualdades las separaciones máximas se deben reducir a la mitad:

$$\therefore s_{max} = 20\text{cm}$$

se adopta $\phi 8\text{mm}$ cada 20cm

d. Armadura de fisuración.

Según CIRSOC 201 – 10.6.7, cuando una viga tenga un H mayor a 0,90m se debe colocar a lo largo de ambas caras laterales del elemento una armadura longitudinal uniforme para controlar las fisuraciones a una separación s:

$$s \leq 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5C_c = 380 \left(\frac{280}{\frac{2}{3}f_y} \right) = 380 \left(\frac{280}{\frac{2}{3}420\text{MPa}} \right) - 2,5(48\text{mm})$$

$$= 260\text{mm}$$

$$s \leq 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 \left(\frac{280}{\frac{2}{3}f_y} \right) = 300 \left(\frac{280}{\frac{2}{3}420\text{MPa}} \right) = 300\text{mm}$$

$$s_{max} = 260\text{mm} = 26\text{cm}$$

fs: Tensión en la armadura más cercana a la cara traccionada bajo las cargas de servicio. Se permite tomar igual a $2/3 f_y$.

Cc: Menor distancia entre la superficie de la armadura o del acero de pretensado y la cara traccionada.

$$Cc = r_{lat} + \emptyset_{est} = 4cm + 0,8cm = 4,8cm = 48mm$$

Según el CIRSOC 10.5 la armadura de piel debe verificar A_{smin} de la fórmula 10-3:

$$A_{smin} = \frac{1}{4} * \frac{\sqrt{f'_c} * b_w * d}{f_y} ; A_{smin} = \frac{1,4 * b_w * d}{f_y}$$

Armadura mínima:

$$A_{smin} = \frac{1}{4} * \frac{\sqrt{f'_c} * b_w * d}{f_y} = \frac{1}{4} * \frac{\sqrt{30MPa} * 0,30m * 2,01m}{420Mpa} = 0,00197m^2 = 19,72 cm^2$$

$$A_{smin} = \frac{1,4 * b_w * d}{f_y} = \frac{1,4 * 0,30m * 2,01m}{420Mpa} = 0,00201m^2 = 20,16 cm^2$$

Se adoptan barras $\phi 12mm$ separados cada 15 cm

$$n^{\circ} \text{ franjas posibles} = \frac{d_{libre \text{ en alama}}}{separacion} = \frac{2,02m}{0,15m} = 13,4 \text{ franjas}$$

$$A_{spiel \text{ adop}} = \pi * \frac{\phi^2}{4} * n^{\circ} \text{ franjas} * \frac{n^{\circ} \text{ barras}}{franja} = \pi * \frac{1,2cm^2}{4} * 10 \text{ franjas} * 2 \frac{\text{barras}}{\text{franja}}$$

$$A_{spiel \text{ adop}} = 22,62cm^2$$

Se verifica:

$$A_{spiel \text{ adop}} = 27,1cm^2 > A_{smin} = 20,42cm^2 \therefore B.C.$$

6.6.4.5. VERIFICACION AL PANDEO.

6.6.4.5.1. Momentos amplificados.

Según CIRSOC 201 – 10.12.3 Los elementos comprimidos se deben dimensionar para la carga axial mayorada P_u y para el momento mayorado y amplificado por los efectos de la curvatura del elemento, M_c , de acuerdo con las siguientes expresiones.

$$M_c = \delta_{ns} M_1 = \delta_{ns} M_u = 1 * 790,45 \frac{KNm}{m} = 790,45 \frac{KNm}{m}$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 * P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{1109 \frac{KN}{m}}{0,75 * 3431 \frac{KN}{m}}} = 1 \geq 1$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k l_u)^2} = \frac{\pi^2 * 1533 MNm}{(1 * 2,10m)^2} = 3431 MN = 3431413 KN$$

$$EI = \frac{0,4 Ec I_g}{1 + \beta d} = \frac{0,4 * 25742,96 MPa * 0,232m^4}{1 + 0,55} = 1533 MNm^2$$

$$C_m = 1$$

$$k = 1$$

$$l_u = 2,10m$$

$$Ec = 4700 \sqrt{f'_c} = 4700 \sqrt{30 MPa} = 25742,96 MPa$$

$$I_g = \frac{0,3m * (2,04m)^3}{12} = 0,232m^4$$

$$\beta d = \frac{1,2 PD}{1,2 PD + 1,6 PL} = \frac{1,2 * 480KN}{1037KN} = 0,55$$

M_c : momento mayorado, amplificado por los efectos de la curvatura del elemento, a ser utilizado en el diseño de un elemento comprimido, en N.

M_1 : el mayor momento (de primer orden) mayorado, en uno de los extremos de un elemento comprimido, siempre positivo, en N.

δ_{ns} : factor de amplificación de momentos para pórticos indesplazables, utilizado para reflejar los efectos de la curvatura entre los extremos del elemento comprimido.

C_m : factor que relaciona el diagrama real de momentos con un diagrama equivalente de momentos uniforme.

P_c : carga crítica de pandeo, en N.

EI : rigidez a flexión de un elemento comprimido, en N mm².

k : factor de longitud efectiva para elementos comprimidos.

l_u : longitud sin apoyo lateral de un elemento comprimido.

βd : es la relación entre la máxima carga axial mayorada que actúa en forma permanente (carga de larga duración) y la máxima carga axial mayorada asociada a la misma combinación de cargas.

$$M_c = M_u \rightarrow \text{Es correcto dimensionar con } M_c.$$

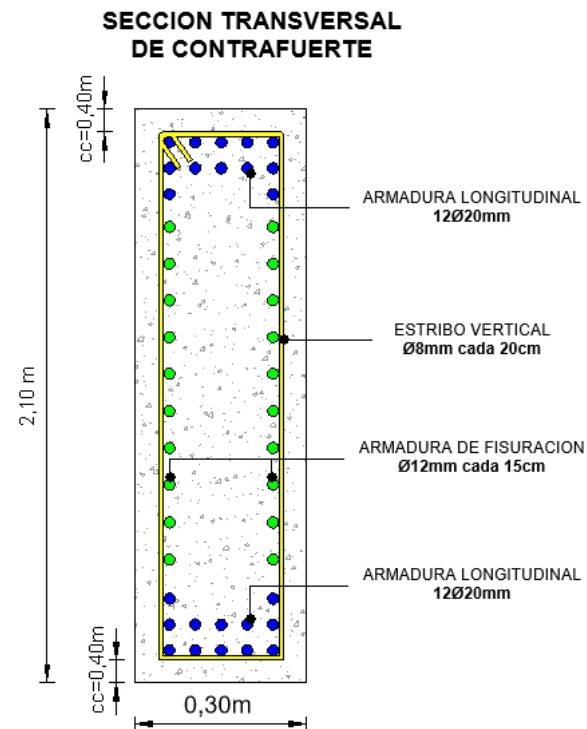


Figura 131: Esquema de armaduras Contrafuerte, vista transversal.
Fuente: Elaboración Propia.

6.6.4.6.ESQUEMA RESUMEN.

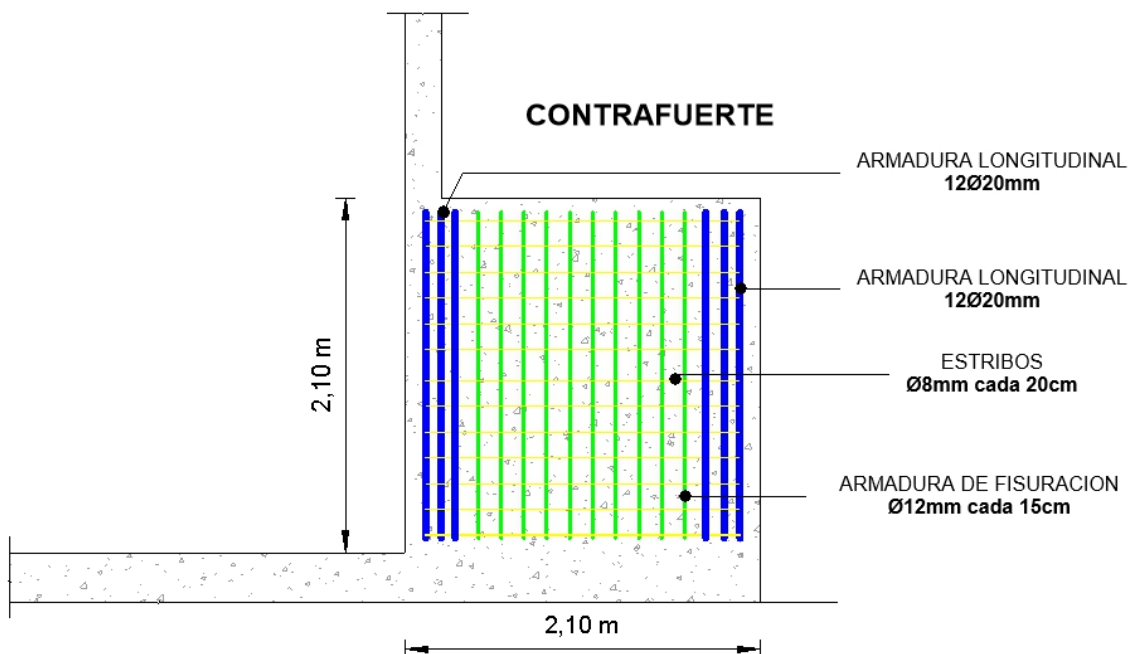


Figura 132: Esquema de armaduras Contrafuerte, vista lateral.
Fuente: Elaboración Propia.

6.6.5. MURO DE ALA.

6.6.5.1. ANALISIS DE CARGAS.

6.6.5.1.1. Cargas horizontales: Empuje de suelo.

Se considera el mismo método, coeficiente de presión lateral de las tierras en reposo y peso específico del suelo de relleno.

La carga promedio aplicada en el muro de ala surge de un análisis similar al aplicado en el caso de la pantalla inferior.

a. Presión horizontal debido al suelo.

$$Ph = hpantalla \inf_{calculo} * \gamma_{sat} * K0 = 4,10m * 20 \frac{KN}{m^3} * 0,930 = 76,28 \frac{KN}{m^2}$$

b. Reacción horizontal aplicada al contrafuerte.

Consideramos una presión horizontal constante de para simplificar los cálculos igual a:

$$P_{horizontal} = 76,28 \frac{KN}{m^2}$$

6.6.5.2. SOLICITACIONES.

Se analiza al muro de ala como una losa cruzada, considerándola simplemente apoyada en la dirección x-x y empotrada libre en la dirección y-y. Para poder obtener los valores de las solicitaciones, se trabajó con tablas y coeficientes que tienen en cuenta el estado de vinculación de la losa y las cargas a las cuales está sometida.

Las longitudes de análisis son:

$$L_{y-y} = 4,1m$$

$$L_{x-x} = 5,20m$$

MURO DE ALA

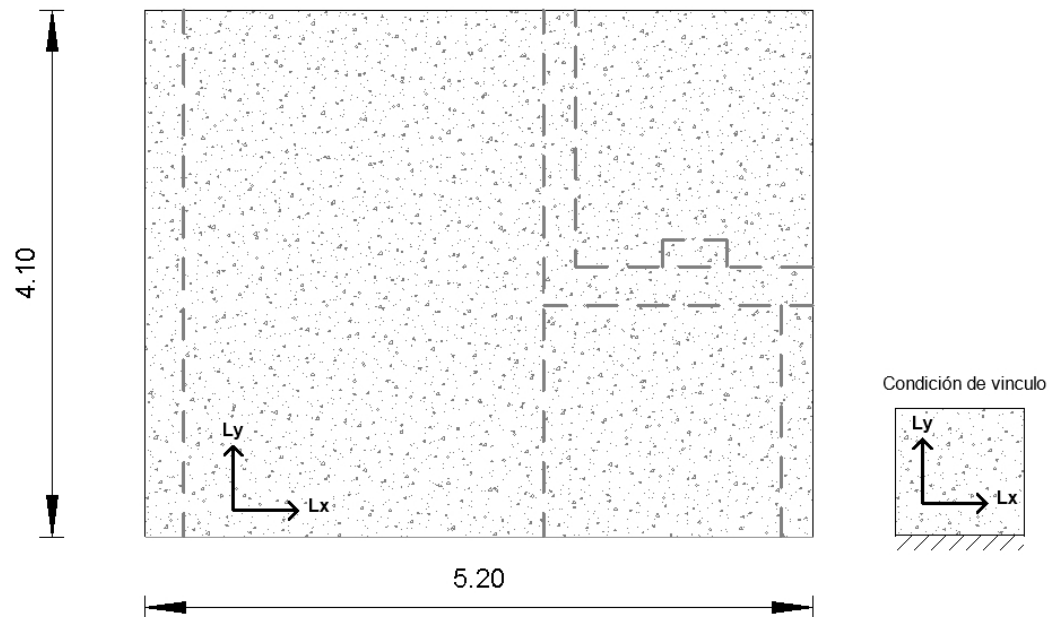


Figura 133: Esquema de Muro de ala. Fuente: Elaboración Propia.

6.6.5.2.1. Momento flector.

$$M_x = 0,0115 * q * L_x^2 = 0,0115 * 76,28 \frac{KN}{m^2} * (5,20m)^2 = 23,72 \frac{KNm}{m}$$

$$M_y = -0,0476 * q * L_y^2 = -0,0476 * 76,28 \frac{KN}{m^2} * (4,1m)^2 = -61,04 \frac{KNm}{m}$$

6.6.5.2.2. Esfuerzos de corte.

$$V_x = 0,364 * \frac{q}{2} * L_x = 0,364 * 76,28 \frac{KN}{m^2} * \frac{1}{2} * (5,25m) = 72,19 \frac{KN}{m}$$

$$V_y = 0,591 * \frac{q}{2} * L_y = 0,591 * 76,28 \frac{KN}{m^2} * \frac{1}{2} * (4,1m) = 92,42 \frac{KN}{m}$$

6.6.5.3. RESISTENCIA REQUERIDA.

Según CIRSOC 201 – 9.2, teniendo en cuenta que solo se dispone de cargas debidas a la presión lateral de los suelos (H) la resistencia requerida es igual a:

$$M_{ux} = 1,6 M_h = 1,6 * 23,72 \frac{KNm}{m} = 28,46 \frac{KNm}{m}$$

$$M_{uy} = 1,6 M_h = 1,6 * 61,04 \frac{KNm}{m} = 73,24 \frac{KNm}{m}$$

$$V_{ux} = 1,6 V_h = 1,6 * 72,19 \frac{KN}{m} = 86,63 \frac{KN}{m}$$

$$V_{uy} = 1,6 V_h = 1,6 * 92,42 \frac{KN}{m} = 110,9 \frac{KN}{m}$$

6.6.5.4.DIMENSIONAMIENTO DE LAS SECCIONES DE HORMIGÓN.

6.6.5.4.1.Recubrimiento mínimo.

Según *CIRSOC 201– Tabla 7.7.1*: “Recubrimientos mínimos para hormigón colocado en obra (no pretensado), para las clases de exposición A1 y A2”:

Hormigón en contacto vertical con el suelo o expuesto al aire libre

Para barras y alambres $d_b \leq 16\text{mm}$

$$r_{min} = 30\text{mm} = 3\text{cm}$$

r_{min} : Distancia desde la superficie del hormigón hasta la superficie exterior de la armadura a la que se le aplica el recubrimiento.

La clase de exposición de la estructura es Q1, según esta misma tabla para este caso se debe incrementar 30% el recubrimiento anterior:

$$r_{Q1min} = 1,3r_{min} = 1,3 * 30\text{mm} = 39\text{mm} = 3,9\text{cm}$$

$$r = 400\text{mm} = 4\text{cm} > r_{Q1min} = 3,9\text{cm}$$

6.6.5.4.2.Dimensionamiento de las armaduras.

Las barras se disponen según las dos direcciones de trabajo del muro, por lo que deberán determinarse las secciones necesarias en ambas direcciones de análisis.

Se adopta una altura de sección (h) de 0,25m

Considerando el recubrimiento calculado y el diámetro de la barra adoptado, se calcula el valor de d , teniendo en cuenta que la armadura que responde al mayor momento (en este caso M_{uy}) se deberá colocar teniendo en cuenta la mayor altura estática; y la armadura correspondiente al momento de menor valor, se deberá colocar a 90°

$$d_v = 25\text{cm} - 4\text{cm} - \frac{1,6\text{cm}}{2} = 20,2\text{cm} = 0,202\text{m}$$

$$d_h = 20,2\text{cm} - 1,6\text{cm} = 18,6\text{cm} = 0,186\text{m}$$

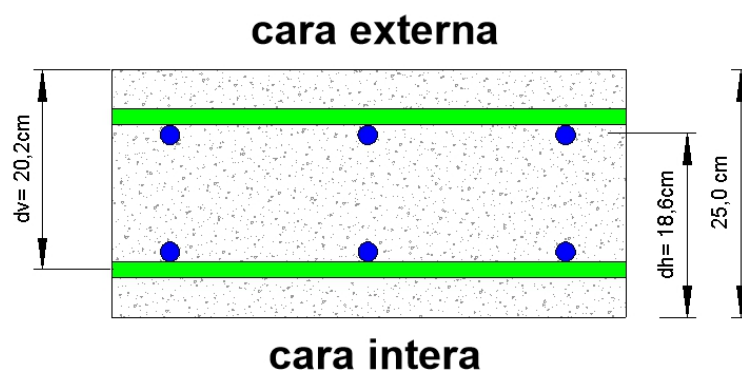


Figura 134: Esquema de armaduras Muro de ala, vista transversal, cara interna.

Fuente: Elaboración Propia.

a. Armadura principal.

a.1. Factor de reducción de resistencia.

Según CIRSOC 201 – 9.3.2 el factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura (ϕ) es para proyectar una sección con una rotura dúctil (precedida por importantes deformaciones y fisuraciones), se parte del supuesto:

$$\varepsilon_c \leq 3\text{‰} \text{ y } \varepsilon = 5\text{‰}$$

Sección controlada por tracción $\rightarrow \phi = 0,9$

a.2. Diagrama tensión-deformación de la sección en estado de servicio.

Para f'_c : Resistencia especificada a la compresión del hormigón, para hormigón armado (H-30) = 30 MPa.

Según CIRSOC 201 – 10.2.7.3 $\rightarrow \beta_1 = 0,85$

Según CIRSOC 201 – 10.2.2.1 \rightarrow

$$f * c = 0,85 f'_c = 0,85 * 30 \text{ MPa} = 25,5 \text{ MPa} = 25500 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Según CIRSOC 201 – EJEMPLO DE APLICACIÓN.

$$\rightarrow k_{min} = \frac{1,4}{f * c} = 1,425,5 \text{ MPa} = 0,055$$

a.3. Separación máxima de la armadura principal.

Según CIRSOC 201 – 7.6.5, para losas, la separación de la armadura principal por flexión (sl_{max}) debe ser:

$$sl \leq \begin{cases} 2,5 \text{ veces el espesor de la losa } (h) = 2,5 * 25 \text{ cm} = 62,5 \text{ cm} \\ 25 \text{ db de la barra o alambre de menor diametro} = 25 * 1,6 \text{ cm} = 40 \text{ cm} \\ 300 \text{ mm} = 30 \text{ cm } sl_{max} = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$sl_{max} = 30 \text{ cm}$$

db: Menor diámetro de la barra o alambre, suponemos como diámetro de armadura de repartición = 1,6 cm.

h: Espesor o altura total de la losa = 0,25 m

(*) por tratarse de una losa apoyada en dos direcciones, se reduce esta expresión para el cálculo de la separación máxima de la armadura principal.

b. Dimensionamiento armadura principal horizontal.

b.1. Momento nominal.

Según CIRSOC 201 – 9.1.1 se debe verificar:

$$M_d = \phi M_n \geq M_u$$

M_d : Resistencia o momento de diseño de la sección.

M_n : Resistencia o momento nominal de la sección.

M_u : Resistencia o momento requerido para resistir las cargas mayoradas en el tramo.

$$Mu = 28,46 \frac{KNm}{m}$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura $\phi=0,9$

$$Mn \geq \frac{Mu}{\phi} = \frac{28,46 \frac{KNm}{m}}{0,9} = 31,6 \frac{KNm}{m}$$

b.2. Armadura necesaria.

$$mn = \frac{Mn}{f^*c bw d^2} = \frac{31,6 \frac{KNm}{m}}{25500 \frac{KN^2}{m} * 1m * (0,186m)^2} = 0,035$$

Mn: Resistencia o momento nominal de la sección

f*c: Tensión de compresión en el hormigón uniformemente distribuida en la zona de compresión equivalente = 25.500 kN/m²

bw: Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular, en mm.

Para una losa, considerada una viga de ancho unitario = 1m

d: Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa

$$ka = 1 - \sqrt{1 - 2 * mn} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,035} = 0,037 < kamin = 0,055$$

$$ka = 0,055$$

$$kc = \frac{ka}{\beta_1} = \frac{0,055}{0,85} = 0,065 < kmax = 0,375$$

→ No se requiere armadura de compresión A's=0

$$Asnec = \frac{ka f^*c bw d}{fy} = \frac{0,055 * 25,5MPa * 1000cm * 18,6cm}{420MPa} = 6,20 \frac{cm^2}{m}$$

Asnec: Área de armadura longitudinal traccionada, no tesa, en mm²

fy: Tensión de fluencia especificada para la armadura longitudinal no tesa, en MPa.

b.3. Verificación de la suposición de sección controlada por tracción.

La deformación específica del hormigón en la fibra extrema comprimida por semejanza de triángulos:

$$\frac{\epsilon}{d-c} = \frac{(\epsilon c + \epsilon t)}{d} \rightarrow \epsilon t = \epsilon c \frac{(d-c)}{c} = \epsilon c \frac{(1-kc)}{kc} = 3\% \frac{(1-0,055)}{0,055}$$

$$43,5\% > \epsilon tu = 5\%$$

Se verifica.

ϵ_t : Deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal, excluyendo las deformaciones debidas a la tensión efectiva del pretensado, la fluencia lenta, la contracción y las variaciones de temperatura. Por la suposición de sección controlada por tracción $\geq \epsilon_{tu} = 5\%$.

ϵ_c : Deformación específica del hormigón para la resistencia nominal en la fibra comprimida extrema. Por la suposición de sección controlada por tracción $= \epsilon_{cu} = 3\%$.

b.4. Armadura principal adoptada.

Según CIRSOC 201 – 7.12.1, las losas donde la armadura de flexión está dispuesta en una sola dirección, se debe colocar armadura en dirección perpendicular a ella para resistir los esfuerzos debidos a la contracción y a la temperatura.

Se adopta como armadura principal $\phi 12\text{mm}$ cada 15cm sobre la cara traccionada:

$$A_{s_{adop}} = 7,54 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > A_{s_{nec}} = 6,20 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow BC$$

$$s = 20\text{cm} < s_{max} = 30\text{cm} \rightarrow BC$$

c. Dimensionamiento armadura principal vertical.

c.1. Momento nominal.

Según CIRSOC 201 – 9.1.1 se debe verificar:

$$M_d = \phi M_n \geq M_u$$

M_d : Resistencia o momento de diseño de la sección.

M_n : Resistencia o momento nominal de la sección.

M_u : Resistencia o momento requerido para resistir las cargas mayoradas en el tramo.

$$M_{uy} = 73,2 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura $\phi=0,9$

$$M_n \geq \frac{M_u}{\phi} = \frac{73,2 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}}{0,9} = 81,4 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}$$

c.2. Armadura necesaria.

$$mn = \frac{M_n}{f * c * b_w * d^2} = \frac{81,4 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}}{25500 \frac{\text{KN}^2}{\text{m}} * 1\text{m} * (0,202\text{m})^2} = 0,0782$$

M_n : Resistencia o momento nominal de la sección.

$f*c$: Tensión de compresión en el hormigón uniformemente distribuida en la zona de compresión equivalente = 25.500 kN/m².

b_w : Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular, en mm.

Para una losa, considerada una viga de ancho unitario = 1m.

d: Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$ka = 1 - \sqrt{1 - 2 * mn} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0523} = 0,082 > kamin = 0,055$$

$$ka = 0,082$$

$$kc = \frac{ka}{\beta_1} = \frac{0,082}{0,85} = 0,096 < kmax = 0,375$$

→ No se requiere armadura de compresión A's=0

$$Asnec = \frac{ka f * c bw d}{fy} = \frac{0,082 * 25,5MPa * 1000cm * 20,9cm}{420MPa} = 10 \frac{cm^2}{m}$$

Asnec: Área de armadura longitudinal traccionada, no tesa, en mm²

fy: Tensión de fluencia especificada para la armadura longitudinal no tesa, en MPa.

c.3. Verificación de la suposición de sección controlada por tracción.

La deformación específica del hormigón en la fibra extrema comprimida por semejanza de triángulos:

$$\frac{\epsilon}{d - c} = \frac{(\epsilon c + \epsilon t)}{d} \rightarrow \epsilon t = \epsilon c \frac{(d - c)}{c} = \epsilon c \frac{(1 - kc)}{kc} = 3‰ \frac{(1 - 0,066)}{0,066}$$

$$28,3‰ > \epsilon tu = 5‰$$

Se verifica.

et: Deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal, excluyendo las deformaciones debidas a la tensión efectiva del pretensado, la fluencia lenta, la contracción y las variaciones de temperatura. Por la suposición de sección controlada por tracción $\geq \epsilon tu = 5‰$.

ec: Deformación específica del hormigón para la resistencia nominal en la fibra comprimida extrema. Por la suposición de sección controlada por tracción $= \epsilon cu = 3‰$.

c.4. Armadura principal adoptada.

Según CIRSOC 201 – 7.12.1, las losas donde la armadura de flexión está dispuesta en una sola dirección, se debe colocar armadura en dirección perpendicular a ella para resistir los esfuerzos debidos a la contracción y a la temperatura.

Se adopta como armadura principal **ϕ16mm cada 20cm** en ambas caras:

$$As_{adop} = 10,05 \frac{cm^2}{m} > Asnec = 10 \frac{cm^2}{m} \rightarrow BC$$

$$s = 20cm = s_{max} = 30cm \rightarrow BC$$

d. Verificación de armadura mínima.

Según *CIRSOC 201* – 7.12.1, las losas donde la armadura de flexión está dispuesta en una sola dirección, se debe colocar armadura en dirección perpendicular a ella para resistir los esfuerzos debidos a la contracción y a la temperatura.

d.1. Armadura secundaria necesaria.

Según *CIRSOC 201* – Tabla 7.12.2.1: “Cuantía mínima ($\rho = A_s / bh$) totales para la armadura de contracción y temperatura”:

En losas donde se utilicen barras conformadas con ADN 420, ADN 420S ó mallas soldadas de alambre liso \rightarrow *Cuantía mínima*: $\rho = 0,0018$

$$A_{s \text{ sec}_{\text{contracción y temp}}} = \rho (h b) = 0,0018 * 25\text{cm} * 100\text{cm} = 4,5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

El *CIRSOC 201* especifica que el área de acero de la armadura de repartición debe ser entre el 20% y el 50% del área de acero principal.

$$A_{s \text{ sec}_{\text{repartición}}} = \frac{1}{5} A_{s \text{ nec}_{\text{principal}}} = \frac{1}{5} * 10 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 2 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s \text{ sec}_{\text{nec}}} = 4,5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

d.2. Separación máxima.

Según *CIRSOC 201* – 7.12.2.2, la separación máxima de la armadura de contracción y temperatura debe ser:

$$S_{\text{sec}} \leq \begin{cases} 3 \text{ veces el espesor de la losa } (h) = 3 * 25\text{cm} = 75\text{cm} \\ 300\text{mm} = 30\text{cm} \end{cases}$$

$$S_{\text{secmax}} = 30\text{cm}$$

d.3. Armadura secundaria adoptada.

Se adopta como armadura secundaria $\phi 10\text{mm}$ cada 15cm en ambas caras:

$$A_{s \text{ adop}} = 5,24 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > \frac{A_{s \text{ nec}}}{\text{caras}} = \frac{4,5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{2\text{caras}} = 2,25 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$s = 20\text{cm} < s_{\text{secmax}} = 30 \rightarrow BC$$

6.6.5.4.3. Verificación al Corte.

Se debe cumplir: $\phi V_n \geq V_u$ Según *CIRSOC 201*– 11.1.1

ϕ : Factor de reducción de resistencia. Para corte en combinaciones que no incluyan sismo, según *CIRSOC 201* – 9.3.2.3:

$$\phi = 0,75$$

V_u : Esfuerzo de corte mayorado en la sección considerada:

$$V_u = 104,25\text{KN} * 1000\text{NKN} = 104252\text{N}$$

V_n : Resistencia nominal a la corte determinada con la siguiente expresión

$$V_n = V_c + V_s$$

V_c : Resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón, N. Para elementos sometidos únicamente a flexión y corte, según expresiones simplificadas, *CIRSOC 201 – 11.3.1.1*:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} b_w d$$

b_w : Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular, en mm. Para una losa, considerada una viga de ancho unitario:

$$b_w = 1m$$

d : Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa (altura útil), en mm.

$\sqrt{f'c}$: Raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, en MPa. Debe ser $\leq 8,3$ MPa. Para hormigón armado (H-30):

$$\sqrt{f'c} = \sqrt{30MPa} = 5,48MPa < 8,3 MPa$$

V_s : Resistencia nominal a la corte proporcionada por la armadura de corte, N.

Si no poseemos armadura de corte, entonces:

$$V_n = V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} b_w d$$

Como debe cumplirse que:

$$\phi V_n \geq V_u \rightarrow \phi \frac{1}{6} \sqrt{f'c} b_w d \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,75 * \frac{1}{6} * 5,48Mpa * 1m * 0,186m * \frac{1MN}{1000KN} = 170 \gg V_u = 74,15KN$$

Por lo que no se requiere armadura por corte.

6.6.5.5 ESQUEMA RESUMEN.

SECCION TRANSVERSAL DE MURO DE ALA

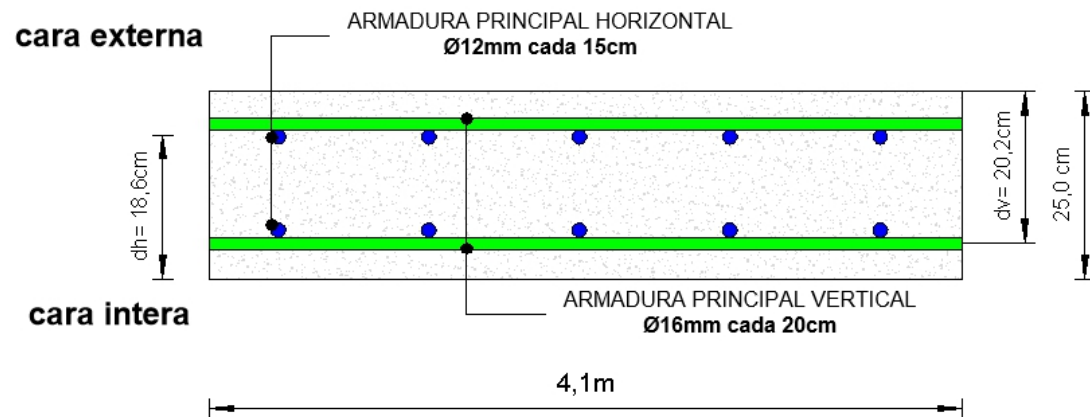


Figura 135: Esquema de armaduras Muro de ala, vista transversal.
Fuente: Elaboración Propia.

6.6.6. CONTRAFUERTE POSTERIOR

6.6.6.1. ANALISIS DE CARGA.

6.6.6.1.1. Cargas: reacción del muro de ala.

Se considera como una carga uniformemente distribuida sobre el contrafuerte posterior, igual a la reacción del muro de ala.

$$q = Vux_{de\ muro\ de\ ala} = 86,63 \frac{KN}{m}$$

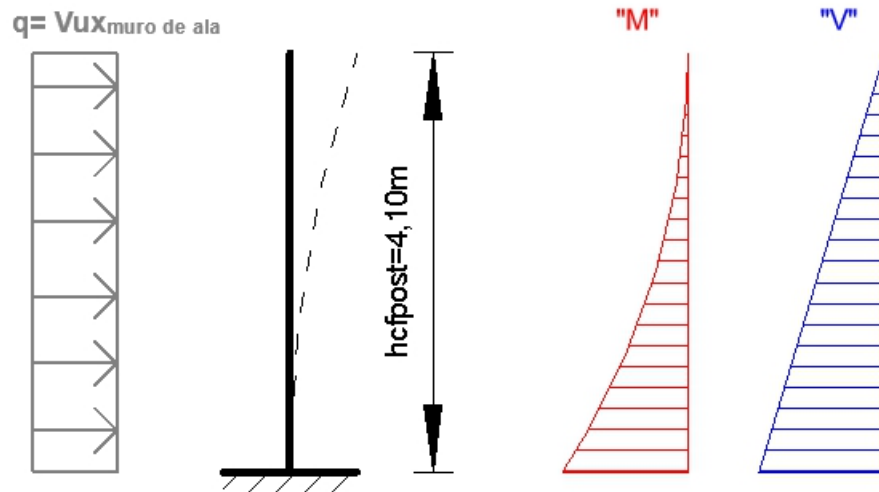


Figura 136: Esquema de solicitaciones contrafuerte posterior.
Fuente: Elaboración Propia.

6.6.6.2. SOLICITACIONES.

Se analiza el contrafuerte posterior como empotrado en el cabezal, y libre en el extremo.

6.6.6.2.1. Momento flector.

$$Mu = 86,63 \frac{KN}{m} * \frac{(4,1m)^2}{2} = 728,12KNm$$

6.6.6.2.2. Esfuerzos de corte.

$$Vu = 86,63 \frac{KN}{m} * 4,1m = 355 KN$$

6.6.6.3. DIMENSIONAMIENTO DE LAS SECCIONES DE HORMIGON.

6.6.6.3.1. Recubrimiento mínimo.

Según *CIRSOC 201– Tabla 7.7.1*: “Recubrimientos mínimos para hormigón colocado en obra (no pretensado), para las clases de exposición A1 y A2”:

Hormigón en contacto vertical con el suelo o expuesto al aire libre
Para barras y alambres $db \leq 16mm$

$$rmin = 30mm = 3cm$$

rmin: Distancia desde la superficie del hormigón hasta la superficie exterior de la armadura a la que se le aplica el recubrimiento.

La clase de exposición de la estructura es Q1, según esta misma tabla para este caso se debe incrementar 30% el recubrimiento anterior:

$$r_{Q1min} = 1,3r_{min} = 1,3 * 30mm = 39mm = 3,9cm$$

$$r = 400mm = 4cm > r_{Q1min} = 3,9cm$$

6.6.6.3.2. Dimensionamiento de las armaduras.

Se adoptan las siguientes dimensiones.

$$h = 1m$$

$$b = 0,35m$$

Adoptando un diámetro de estribo 8mm y de barra de 16mm.

$$dv = 80cm - 4cm - 8 - \frac{1,6cm}{2} = 74,4cm = 0,744m$$

a. Armadura principal.

a.1. Factor de reducción de resistencia.

Según *CIRSOC 201* – 9.3.2 el factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura (ϕ) es para proyectar una sección con una rotura dúctil (precedida por importantes deformaciones y fisuraciones), se parte del supuesto:

$$\epsilon_c \leq 3\text{‰} \text{ y } \epsilon = 5\text{‰}$$

Sección controlada por tracción $\rightarrow \phi = 0,9$.

a.2. Diagrama tensión-deformación de la sección en estado de servicio.

Para f'_c : Resistencia especificada a la compresión del hormigón, para hormigón armado (H-30) = 30 MPa

Según *CIRSOC 201* – 10.2.7.3 $\rightarrow \beta_1 = 0,85$

Según *CIRSOC 201* – 10.2.2.1 \rightarrow

$$f * c = 0,85 f'_c = 0,85 * 30MPa = 25,5MPa = 25500 \frac{KN}{m^2}$$

Según *CIRSOC 201* – EJEMPLO DE APLICACIÓN

$$\rightarrow k_{amin} = \frac{1,4}{f * c} = 1,425,5MPa = 0,055$$

a.3. Separación máxima de la armadura principal.

Según *CIRSOC 201* – 7.6.5, para LOSAS, la separación de la armadura principal por flexión (s_{max}) debe ser:

$$sl \leq \begin{cases} db \text{ diametro de la barra} = 1,6cm \\ 25 \text{ mm} = 2,50cm \\ 1,33 * TMN = 1,33 * 1,9cm = 2,53cm \end{cases}$$

db: Menor diámetro de la barra o alambre, suponemos como diámetro de armadura de repartición = 1,6cm.

TMN: Tamaño máximo nominal de agregado = 1,9cm.

$$sl_{min} = 1,6cm.$$

b. Dimensionamiento armadura principal.

b.1. Momento nominal.

Según CIRSOC 201 – 9.1.1 se debe verificar:

$$Md = \phi Mn \geq Mu$$

Md: Resistencia o momento de diseño de la sección.

Mn: Resistencia o momento nominal de la sección.

Mu: Resistencia o momento requerido para resistir las cargas mayoradas en el tramo.

$$Mu = 728,12 \frac{KNm}{m}$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura $\phi=0,9$

$$Mn \geq \frac{Mu}{\phi} = \frac{728,12 \frac{KNm}{m}}{0,9} = 809 \frac{KNm}{m}$$

b.2. Armadura necesaria.

$$mn = \frac{Mn}{f^*c bw d^2} = \frac{809 \frac{KNm}{m}}{25500 \frac{KN}{m^2} * 1m * (0,744m)^2} = 0,0716$$

Mn: Resistencia o momento nominal de la sección

f^*c : Tensión de compresión en el hormigón uniformemente distribuida en la zona de compresión equivalente = 25.500 kN/m²

bw: Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular, en mm.

Para una losa, considerada una viga de ancho unitario = 1m

d: Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa

$$ka = 1 - \sqrt{1 - 2 * mn} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0716} = 0,074 > kamin = 0,055$$

$$ka = 0,074$$

$$kc = \frac{ka}{\beta_1} = \frac{0,074}{0,85} = 0,074 < kmax = 0,375$$

→ No se requiere armadura de compresión A's=0

$$Asnec = \frac{ka f^*c bw d}{fy} = \frac{0,074 * 25,5MPa * 30cm * 74,4cm}{420MPa} = 10,1 \frac{cm^2}{m}$$

Asnec: Área de armadura longitudinal traccionada, no tesa, en mm²

fy: Tensión de fluencia especificada para la armadura longitudinal no tesa, en MPa.

b.3. Verificación de la suposición de sección controlada por tracción.

La deformación específica del hormigón en la fibra extrema comprimida por semejanza de triángulos:

$$\frac{\varepsilon}{d-c} = \frac{(\varepsilon_c + \varepsilon_t)}{d} \rightarrow \varepsilon_t = \varepsilon_c \frac{(d-c)}{c} = \varepsilon_c \frac{(1-kc)}{kc} = 3\text{‰} \frac{(1-0,055)}{0,055}$$

$$31,2\text{‰} > \varepsilon_{tu} = 5\text{‰}$$

Se verifica.

ε_t : Deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal, excluyendo las deformaciones debidas a la tensión efectiva del pretensado, la fluencia lenta, la contracción y las variaciones de temperatura. Por la suposición de sección controlada por tracción $\geq \varepsilon_{tu} = 5\text{‰}$.

ε_c : Deformación específica del hormigón para la resistencia nominal en la fibra comprimida extrema. Por la suposición de sección controlada por tracción $= \varepsilon_{cu} = 3\text{‰}$.

b.4. Armadura principal adoptada.

Según CIRSOC 201 – 7.12.1, las losas donde la armadura de flexión está dispuesta en una sola dirección, se debe colocar armadura en dirección perpendicular a ella para resistir los esfuerzos debidos a la contracción y a la temperatura.

Se adopta como armadura principal horizontal 6 ϕ 16mm

$$A_{s_{adop}} = 12,06 \frac{cm^2}{m} > A_{s_{nec}} = 7,44 \frac{cm^2}{m} \rightarrow BC$$

$$s = b - \frac{2r + 2dest + 2db}{\frac{nb-1}{nfilas}} = 30cm - \frac{2 * 4cm - 2 * 0,8cm - 2 * 1,6cm}{\frac{6-1}{2}} = 6,9cm$$

$$s = 6,9cm > s_{min} = 1,6cm \rightarrow BC$$

c. Armadura secundaria.

Según CIRSOC 201 – 7.12.1, las losas donde la armadura de flexión está dispuesta en una sola dirección, se debe colocar armadura en dirección perpendicular a ella para resistir los esfuerzos debidos a la contracción y a la temperatura.

c.1. Armadura secundaria necesaria.

Según CIRSOC 201 – Tabla 7.12.2.1: “Cuantía mínima ($\rho = A_s / bh$) totales para la armadura de contracción y temperatura”:

En losas donde se utilicen barras conformadas con ADN 420, ADN 420S ó mallas soldadas de alambre liso \rightarrow Cuantía mínima: $\rho = 0,0018$

$$A_{s_{sec_{contraccion y temp}}} = \rho (h b) = 0,0018 * 30cm * 80cm = 4,32 \frac{cm^2}{m}$$

El *CIRSOC 201* especifica que el área de acero de la armadura de repartición debe ser entre el 20% y el 50% del área de acero principal.

$$As_{sec_{repartición}} = \frac{1}{5} As_{nec_{principal}} = \frac{1}{5} * 10,1 \frac{cm^2}{m} = 2,02 \frac{cm^2}{m}$$

$$As_{sec_{nec}} = 4,32 \frac{cm^2}{m}$$

c.2. Separación máxima.

Según *CIRSOC 201* – 7.12.2.2, la separación máxima de la armadura de contracción y temperatura debe ser:

$$S_{sec} \leq \begin{cases} 3 \text{ veces el espesor de la losa } (h) = 3 * 20cm = 60cm \\ 300mm = 30cm \end{cases}$$

$$S_{secmax} = 30cm$$

c.3. Armadura secundaria adoptada.

Se adopta como armadura secundaria **ϕ10mm cada 15cm** en ambas caras:

$$As_{adop} = 3,93 \frac{cm^2}{m} > \frac{As_{nec}}{caras} = \frac{4,32 \frac{cm^2}{m}}{2caras} = 2,16 \frac{cm^2}{m}$$

$$s = 20cm < s_{secmax} = 30 \rightarrow BC$$

d. Estribos verticales – Cortes.

d.1. Armadura de corte necesaria.

Para elementos sometidos únicamente a flexión y corte, según expresiones simplificadas, *CIRSOC 201* – 11.3.1.1:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} b w d = \frac{1}{6} \sqrt{30MPa} * 0,30m * 0,744m = 0,204MN = 204KN$$

$$V_c = 204KN$$

$\sqrt{f'c}$: Raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, en MPa. Debe ser $\leq 8,3MPa$. Para hormigón armado (H-30)

d.2. Separación límite de estribos.

Según *CIRSOC 201* – 11.5.5.1, la separación límite (s_{max}) de la armadura de corte ubicada en forma perpendicular al eje del elemento debe ser:

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{2} = \frac{74,4cm}{2} = 37cm \\ 400mm = 40cm \end{cases}$$

$$\rightarrow s_{max} = 40cm$$

d.3. Armadura mínima de corte.

Según CIRSOC 201 – 11.5.5

$$\text{Para } Vu = 355,2KN > 0,5 \emptyset Vc = 0,5 * 0,75 * 491KN = 184KN$$

$$Av_{mins} = \frac{1}{16} \sqrt{f'c} * \frac{bw}{f_{yt}} \leq 0,33 \frac{bw}{f_{yt}}$$

$$\frac{Av_{min}}{s} = \frac{1}{16} \sqrt{30MPa} \frac{0,30m}{420MPa} = 0,24 \frac{mm^2}{mm} = 2,45 \frac{cm^2}{m} \leq 0,33 \frac{0,30m}{420MPa} = 0,23 \frac{mm^2}{mm} = 2,36 \frac{cm^2}{m}$$

e. Resistencia nominal al corte.

$$Vn \geq \frac{Vu}{\emptyset} = \frac{355,2KN}{0,75} = 473,6KN$$

Vu : Esfuerzo de corte requerido para resistir las cargas mayoradas máximo

\emptyset : Factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura. Según CIRSOC 201 – 9.3.2.3, para corte y torsión = 0,75

e.1. Estribado necesario.

$$Vs_{nec} = Vn - Vc = 473,6KN - 204KN = 269,8KN$$

$$Av_{necs} = \frac{Vs_{nec}}{d * f_{yt}} = \frac{269,8KN}{0,744m * 42 \frac{KN}{cm^2}} = 8,63 \frac{cm^2}{m} > Av_{mins} = 2,36 \frac{cm^2}{m}$$

f_{yt} : Tensión de fluencia especificada de la armadura transversal, no tesa = 420MPa = 42 KN/cm²

e.2. Estribos por tracción.

Se calcula la sección necesaria para anclar el muro de ala al contrafuerte posterior

$$\frac{Av_{nect}}{s} = \frac{RMA}{0,9 * f_y} = \frac{86,63 \frac{KN}{m}}{0,9 * 420MPa} = 2,29 \frac{cm^2}{m}$$

$$\frac{AV_{s_{nec}}}{s} = 8,63 \frac{cm^2}{m} + 2,29 \frac{cm^2}{m} = 10 \frac{cm^2}{m}$$

e.3. Armadura de corte adoptada.

Se adoptan estribos verticales de 2 ramas, $\phi 8mm$ cada 10cm:

$$\frac{Av_{adop}}{s} = 2 \left(\frac{0,503cm^2}{0,10m} \right) = 10,05 \frac{cm^2}{m} > \frac{Av_{nec}}{s} = 10 \frac{cm^2}{m} \rightarrow BC$$

$$Vs_{adop} = d f_{yt} \left(\frac{Av_{adop}}{s} \right) = 0,744m * 42 \frac{KN}{cm^2} * 10,05 \frac{cm^2}{m}$$

$$Vs_{adop} = 314KN$$

e.4. Verificaciones.

Se debe verificar, según CIRSOC 201 – 11.5.7.9:

$$V_{sadop} \leq \frac{2}{3} \sqrt{f'c} b w d$$

$$V_{sadop} = 209,4KN \leq \frac{2}{3} \sqrt{30MPa} * 0,30m * 0,744m = 0,407MN = 407,5KN \rightarrow BC$$

Se debe verificar, según CIRSOC 201 – 11.5.5.3:

$$V_{sadop} \geq \frac{1}{3} \sqrt{f'c} b w d$$

$$V_{sadop} = 209,4KN < \frac{1}{3} \sqrt{30MPa} * 0,30m * 0,744m = 0,407MN = 407,5KN \rightarrow BC$$

Las separaciones máximas no se deben reducir a la mitad $\therefore s_{max} = 30cm$

Se adopta $\varnothing 8mm$ cada 10cm

6.6.6.4. ESQUEMA RESUMEN.

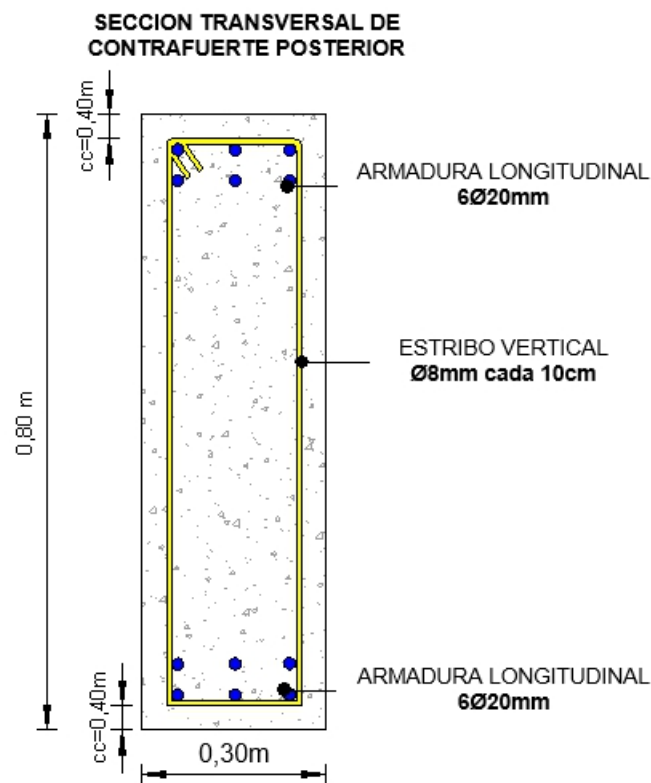


Figura 137: Esquema de armaduras contrafuerte posterior.

Fuente: Elaboración Propia.

6.7.FUNDACIONES

6.7.1. DATOS.

6.7.1.1.DISEÑO.

De acuerdo a los estudios geotécnicos realizados en el capítulo 2 se utilizará como estructura de fundación, cabezales y fundaciones profundas tipo indirectas a través de pilotes perforados in situ, siguiendo las recomendaciones de la consultora encargada del estudio de suelo, de HORMIGON H-30 y acero ADN 420.

El diámetro adoptado para los pilotes es de 0,9m.

Considerando las recomendaciones presentadas por la consultora encargada del estudio de suelos, se decide apoyar los pilotes en el estrato de material SP (desde -17m a -26m) (Arena mal graduada) en una profundidad donde el número de golpes en el ensayo de penetración estándar resulta mayor a 50; esta profundidad es de 18m., teniéndose explorado 8m. por debajo de este nivel, dándonos la seguridad de que los pilotes estarán firmemente apoyados en este nivel.

El nivel de punta está a una cota IGN de 32,20m; lo que conlleva a una longitud de pilote de 14,20m.

Se adoptan 2 filas de 5 pilotes cada una, en total 10 pilotes, como se observa en la imagen, siguiendo las dimensiones adoptadas en 6.6.1.2.2

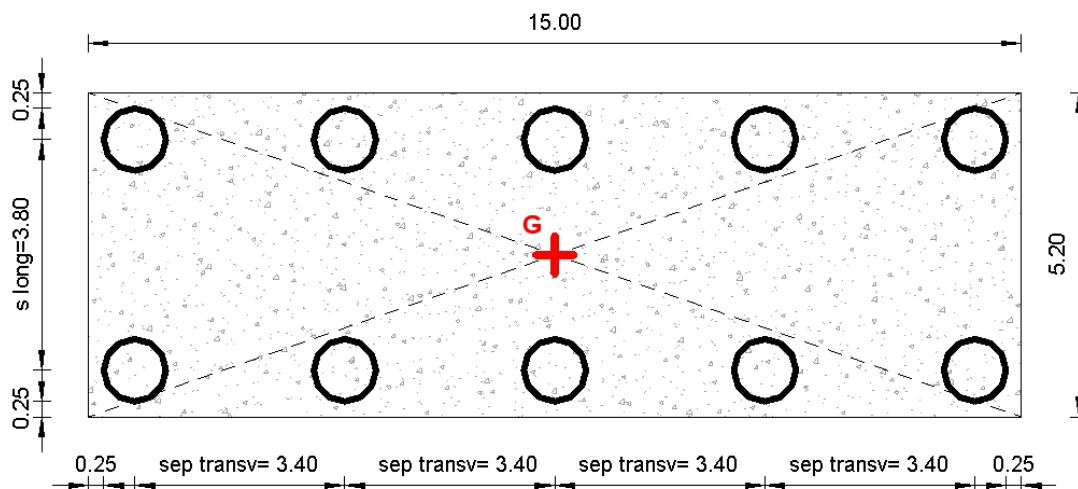


Figura 138. Disposiciones de pilotes en planta. Fuente: Elaboración propia.

6.7.2. PILOTES.

6.7.2.1. ANÁLISIS DE CARGA.

6.7.2.1.1. Cargas Horizontales.

a. Método a utilizar.

Análisis de Presiones Laterales en Muros Rígidos.

b. Coeficiente de presión lateral de las tierras en reposo.

Según Braja M. Das – “Fundamentos de ingeniería geotécnica” en el punto 9.1

Coeficiente presión de tierras en reposo, para arcillas se considera:

$$K_0 = 1 - \operatorname{sen} \varphi = 1 - \operatorname{sen} 4^\circ = 0,930$$

c. Peso específico del suelo.

Tomamos como peor condición el suelo totalmente saturado:

$$\gamma_{sat} = 20 \frac{KN}{m^3}$$

d. Presión horizontal debido al suelo.

$$H = h_{estribo} = 5,60m$$

$$Ph_{suelo} = \gamma_{sat} * H * K_0 = 20 \frac{KN}{m^3} * 5,60m * 0,930 = 76,28 \frac{KN}{m^2}$$

e. Reacción Horizontal de Empuje de Suelo.

$$Li = L_{transv \text{ cabezal}} - (2 * e_{muro \text{ de ala}} + n^\circ_{vigas \text{ ppales}} * e_{contrafuerte})$$

$$Li = 15m - (2 * 0,25m + 5 * 0,3m) = 13m$$

$$HH = Eh = Ph * \frac{H}{2} * Li = 76,28 \frac{KN}{m^2} * \frac{5,6m}{2} * 13m = 2777KN$$

f. Reacción horizontal de viga principal.

$$HT = n^\circ v * RHVP = 6 * 45,97KN = 275,8KN$$

RHVP (Esfuerzo Resultante de sumar las fuerzas por retracción y temperatura, por frenado de vehículos y fuerzas transversales de viento para la situación de puente descargado) determinado en el punto 6.5.4.2. 3.a

6.7.2.1.2. Cargas Verticales.

a. Reacción de Losa de aproximación.

a.1. Cargas permanentes.

Según el **punto 6.4.3.1.**, la reacción de la losa de aproximación para cargas permanentes es:

$$R_{LA/m_D} = 31,1 \text{ KN}$$

$$R_{LA_D} = R_{LA/m_D} * L_{transversal \text{ cab pilotes}} = 31,1 \frac{\text{KN}}{\text{m}} * 13\text{m} = 466 \text{ KN}$$

a.2. Sobrecargas accidentales.

Según el **punto 6.6.2.1.2.a.2.**, la reacción de la losa de aproximación para cargas accidentales es:

$$R_{LA/m_L} = 20,9 \text{ KN}$$

$$R_{LA_L} = R_{LA/m_D} * L_{transversal \text{ cab pilotes}} = 20,9 \frac{\text{KN}}{\text{m}} * 13\text{m} = 314 \text{ KN}$$

b. Reacción de Viga principal.

b.1. Cargas permanentes.

Según el **punto 6.5.2.1.f.**, la reacción de la viga principal para cargas permanentes es:

$$R_{VP/UNI_D} = 553,6 \frac{\text{KN}}{\text{vigas}}$$

$$R_{VP_D} = R_{VP/UNI_D} * n^{\circ} \text{vigas} = 553,6 \frac{\text{KN}}{\text{vigas}} * 6 = 3322 \text{ KN}$$

b.2. Sobrecargas accidentales.

Según el **punto 6.5.2.2.2.**, la reacción de la viga principal para sobrecarga de impacto es:

$$R_{VP/UNI_L} = 236 \frac{\text{KN}}{\text{vigas}}$$

$$R_{VP_L} = R_{VP/UNI_L} * n^{\circ} \text{vigas} = 236 \frac{\text{KN}}{\text{vigas}} * 5 = 1182 \text{ KN}$$

c. Peso Propio del Estribo.

c.1. Pantalla superior.

$$WPSup_D = h_{ps} * e_{ps} * (L_{transversal \text{ cab pilote}} - 2 * e_{ma}) * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$$

$$WPSup_D = 2\text{m} * 0,25\text{m} * (15\text{m} - 2 * 0,25\text{m}) * 25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} = 181 \text{ KN}$$

c.2. Pantalla inferior.

$$WPIinf_D = h_{pi} * e_{pi} * (L_{transversal \text{ cab pilote}} - 2 * e_{ma}) * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$$

$$WPIinf_D = 1,8\text{m} * 0,30\text{m} * (15\text{m} - 2 * 0,25\text{m}) * 25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} = 196 \text{ KN}$$

c.3. Contrafuerte.

$$WContraf_D = h_{contrafuerte} * e_{contrafuerte} * (L_{longitudinal \text{ cab viga}} + e_{ps}) * n^{\circ} \text{vigapales} * \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$$

$$W_{Contraf_D} = 2,1m * 0,3m * (1,85m + 0,25m) * 5 * 25 \frac{KN}{m^3} = 165KN$$

c.4. Muro de ala.

$$WMA_D = n^{\circ}_{ma} * h_{ma} * e_{ma} * L_{longitudinal\ cab\ pilote} * Y_{H^{\circ}A^{\circ}}$$

$$WMA_D = 2 * (5,8m - 1,7m) * 0,25m * 5,20m * 25 \frac{KN}{m^3} = 267KN$$

c.5. Contrafuerte posterior.

$$WCFPost_D = n^{\circ}_{cfpost} * h_{cfpost} * e_{cfpost} * L_{cfpost} * Y_{H^{\circ}A^{\circ}}$$

$$WCFPost_D = 2 * (5,8m - 1,7m) * 0,3m * 0,8m * 25 \frac{KN}{m^3} = 49KN$$

c.6. Cabezal de viga.

$$WCV_D = L_{longitudinal\ cab\ viga} * e_{cviga} * (L_{longitudinal\ cab\ pilote} - 2 * e_{ma}) * Y_{H^{\circ}A^{\circ}}$$

$$WCV_D = 2,1m * 0,3m * (15m - 2 * 0,25m) * 25 \frac{KN}{m^3} = 228KN$$

c.7. Cabezal de pilotes.

$$WCP_D = h_{cp} * L_{longitudinal\ cabezal\ pilote} * L_{transv\ cabezal\ pilote} * Y_{H^{\circ}A^{\circ}}$$

$$WCP_D = 1,5m * 5,20m * 15m * 25 \frac{KN}{m^3} = 2925KN$$

6.7.2.1.3. Peso Propio del Suelo.

a. Bajo Losa de aproximación.

$$W1_S = H * (L_{longitudinal\ cab\ pilote} - L_{longitudinal\ cab\ viga}) * (L_{longitudinal\ cabezal\ pilote} - 2 * e_{ma}) * Y_{SUELO}$$

$$W1_S = 4,1m * (5,2m - 2,1m) * (15m - 2 * 0,25m) * 20 \frac{KN}{m^3} = 3686KN$$

b. Bajo Cabezal de viga.

$$W2_S = L_{longitudinal\ cab\ viga} * h_{pi} * (L_{longitudinal\ cabezal\ pilote} - 2 * e_{ma} - n^{\circ}_{vigapales} * e_{contrafuerte}) * Y_{SUELO}$$

$$W2_S = 2,1m * 1,8m * (15 - 2 * 0,25m - 5 * 0,3m) * 20 \frac{KN}{m^3} = 983KN$$

6.7.2.2.SOLICITACIONES.

6.7.2.2.1. Esfuerzos Normales por Cargas Verticales.

a. Cargas de servicio:

$$P_{Dserv_V} = R_{LA_D} + R_{VP_D} + WPSup_D + WPInf_D \\ + WContraf_D + WMA_D + WCFPost_D + WCV_D + WCP_D$$

$$P_{Dserv_V} = 466KN + 3322KN + 181KN + 196KN + 165KN + 267KN + 49KN \\ + 228KN + 2925KN$$

$$P_{Dserv_V} = 7800KN$$

$$P_{Lserv_V} = R_{LA_L} + R_{VP_L} = 314KN + 1182KN = 1495KN$$

$$P_{Hserv_V} = W1_S + W2_S = 3686KN + 983KN = 4669KN$$

b. Cargas ultimas:

$$P_{Dultima_V} = 1,2 * P_{Dserv_V} = 1,2 * 7800KN = 9359KN$$

$$P_{Lultima_V} = 1,6 * P_{Lserv_V} = 1,6 * 1495KN = 2392KN$$

$$P_{Hultima_V} = 1,6 * P_{Hserv_V} = 1,6 * 4669KN = 7470KN$$

6.7.2.2.2. Esfuerzos Normales por Momentos.

a. Excentricidades:

Las excentricidades desde los puntos de aplicación de las fuerzas hasta el baricentro de la base G pueden observarse en la **Imagen que se presenta a continuación:**

$$d_{cg} = \frac{L_{transversal \ cab \ pilote}}{2} = \frac{5,2m}{2} = 2,6m$$

$$d_{wps} = d_{cg} - L_{longitudinal \ cab \ viga} + \frac{e_{ps}}{2} = 2,6m - 2,10m + \frac{0,25m}{2} = 0,625m$$

$$d_{wpi} = d_{cg} - \frac{e_{pi}}{2} = 2,6m - \frac{0,30m}{2} = 2,45m$$

$$d_{wcf} = d_{cg} - \frac{L_{longitudinal \ cab \ viga}}{2} = 2,60m - \frac{2,10m}{2} = 1,55m$$

$$d_{wma} = d_{cg} - \frac{L_{transversal \ cab \ pilote} - L_{longitudinal \ cab \ viga}}{2}$$

$$d_{wma} = 2,60m - \frac{5,2m - 2,10m}{2} = 1,05m$$

$$d_{wcfposterior} = d_{cg} - \frac{e_{cfpost}}{2} = 2,60m - \frac{0,30m}{2} = 2,45m$$

$$d_{wcv} = d_{cg} - \frac{L_{longitudinal \ cab \ viga}}{2} = 2,60m - \frac{2,1m}{2} = 1,55m$$

$$d_{RLA} = d_{wps} = 0,625m$$

$$d_{RVP} = d_{wcv} = 1,55m$$

$$d_{HH} = \frac{h_{estribo}}{3} = \frac{5,60m}{3} = 1,87m$$

$$d_{HT} = h_{cabeza \ pilotes} + h_{contrafuerte} = 1,50m + 2,1m = 3,60m$$

$$d_{W1S} = d_{ma} = 1,05m$$

$$d_{W2S} = d_{cg} - e_{pi} - \frac{L_{longitudinal\ cab\ viga} - e_{pi}}{2}$$

$$d_{W2S} = 2,60m - 0,30m - \frac{2,1m - 0,30m}{2} = 1,40m$$

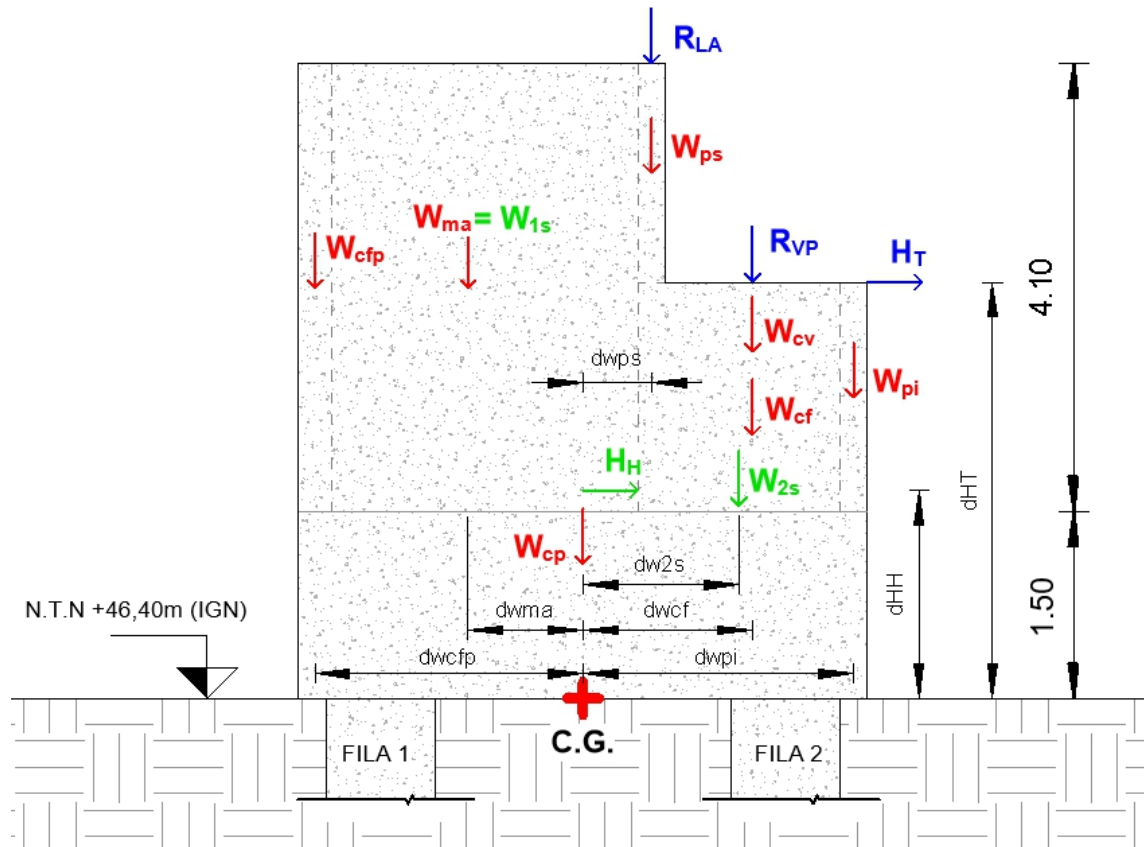


Figura 139. Excentricidades de las fuerzas actuantes respecto al baricentro de la base G.

Fuente: Elaboración propia.

b. Momentos.

b.1. Por cargas permanentes:

$$M_D = R_{LA_D} * d_{RLA} + R_{VP_D} * d_{RVP} + W_{PSup_D} * d_{wps} + W_{PInf_D} * d_{wpi} + W_{Contraf_D} * d_{wcf} - W_{MA_D} * d_{wma} - W_{CFPost_D} * d_{wcfpost} + W_{CV_D} * d_{wcv}$$

$$M_D = 466KN * 0,625m + 3322KN * 1,55m + 181KN * 0,625m + 195KN * 2,45m + 165KN * 1,55m - 267KN * 1,05m - 49KN * 2,45m + 228KN * 1,55m$$

$$M_D = 6243 \frac{KN}{m}$$

b.2. Por cargas de suelo:

$$M_H = HH * d_{HH} - W1_S * d_{W1S} + W2_S * d_{W2S}$$

$$M_H = 2777KN * 1,867m - 3686KN * 1,05m + 983KN * 1,40m = 2689 \frac{KN}{m}$$

b.3. Por cargas vivas:

$$M_L = R_{LA_L} * d_{RLA} + R_{VP_L} * d_{RVP} = 314KN * 0,625m + 1182KN * 1,55m$$

$$M_L = 2027 \frac{KN}{m}$$

b.4. Por reacción de cargas horizontales:

$$M_{RH} = HH * d_{HH} = 230KN * 3,6m$$

$$M_{RH} = 827,5 \frac{KN}{m}$$

c. Esfuerzos Normales por Momento.

c.1. Cargas de servicio:

$$sep_{Long_{pilote}} = L_{longitudinal \ cab \ pilote} - 2 * d1 - \phi_{pilote} = 5,20m - 2 * 0,25m - 0,9m$$

$$sep_{Long_{pilote}} = 3,80m$$

$d1$ (distancia medida desde el borde externo del pilote al filo del cabezal)

$$P_{Dserv_M} = \frac{M_D}{sep_{Long_{pilote}}} = \frac{6243 \frac{KN}{m}}{3,80m} = 1643KN$$

$$P_{Lserv_M} = \frac{M_L}{sep_{Long_{pilote}}} = \frac{2027 \frac{KN}{m}}{3,80m} = 533KN$$

$$P_{Hserv_M} = \frac{M_H}{sep_{Long_{pilote}}} = \frac{2689 \frac{KN}{m}}{3,80m} = 708KN$$

$$P_{RHServ_M} = \frac{M_{RH}}{sep_{Long_{pilote}}} = \frac{873,5 \frac{KN}{m}}{3,80m} = 218KN$$

c.2. Cargas últimas:

$$P_{Dultima_M} = 1,2 * P_{Dserv_M} = 1,2 * 1643KN = 1972KN$$

$$P_{Lultima_M} = 1,6 * P_{Lserv_M} = 1,6 * 533KN = 854KN$$

$$P_{Hultima_M} = 1,6 * P_{Hserv_M} = 1,6 * 708KN = 1132KN$$

$$P_{RHultima_M} = 1,4 * P_{RHServ_M} = 1,4 * 218KN = 305KN$$

6.7.2.3. CARGA TOTAL POR FILA DE PILOTES.

Los esfuerzos totales por fila de pilotes son los siguientes, considerando los sentidos de los esfuerzos generados por los momentos en cada fila que se observa en la imagen.

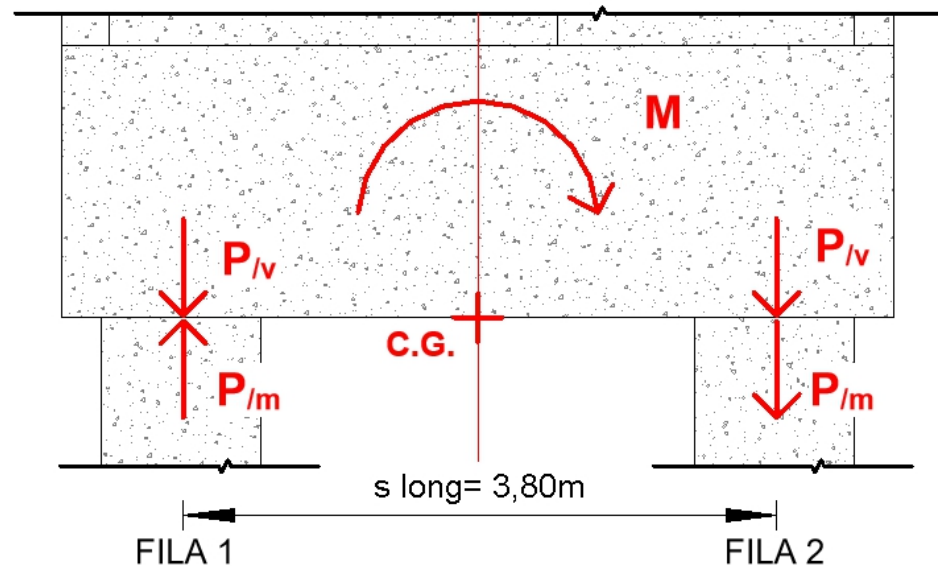


Figura 140. Esfuerzos totales en los pilotes. Fuente Elaboración propia.

a. Carga total en la Fila 1:

$$P_{FILA_1} = P_{/V} - P_{/M}$$

$$P_{FILA_1} = \frac{P_{Dserv_V} + P_{Lserv_V} + P_{Hserv_V}}{n^{\circ} \text{ filas de pilotes}} - (P_{Dserv_M} + P_{Lserv_M} + P_{Hserv_M} + P_{RHserv_M})$$

$$P_{FILA_1} = \frac{7800KN + 1495KN + 4669KN}{2} - (1643KN + 533KN + 708KN + 218KN)$$

$$P_{FILA_1} = 3880 \frac{KN}{filas}$$

b. Carga total en la Fila 2:

$$P_{FILA_2} = P_{/V} + P_{/M}$$

$$P_{FILA_2} = \frac{P_{Dserv_V} + P_{Lserv_V} + P_{Hserv_V}}{n^{\circ} \text{ filas de pilotes}} + (P_{Dserv_M} + P_{Lserv_M} + P_{Hserv_M} + P_{RHserv_M})$$

$$P_{FILA_2} = \frac{7800KN + 1495KN + 4669KN}{2} + (1643KN + 533KN + 708KN + 218KN)$$

$$P_{FILA_2} = 10083 \frac{KN}{filas}$$

6.7.2.4. CAPACIDAD DE CARGA.

Para el cálculo de la capacidad de carga de los pilotes, los datos y valores a utilizar fueron extraídos del informe realizado por el estudio Sigma.

INICIO	FINAL	Δ NIVEL	Estrato	Parámetro	SUCS	Yseco	qfuste	qpunta
cota ign	cota ign	m	N°	φ	CLASIFICACION	KN/m3	KN/m2	KN/m2
50,2	47,2	3	1	-	-	-	-	-
47,2	42,2	5	2	23	ML-SM	13,5	5	-
42,2	36,2	6	3	28	SP-SM	14,9	11	-
36,5	33,2	3,3	4	30	SP-SM	15,5	15	-
33,2	32,2	1	5	35	SP	16,5	20	2750

$$\phi_{pilote} = 0,9m$$

$$Nivel\ de\ fundación = Nivel\ cota\ de\ rasante - Altura\ del\ Estribo$$

$$N.F. = 52m - 5,60m = 46,40m$$

6.7.2.4.1. Cálculo de las capacidades de carga por fuste y por punta de cada estrato.

a. Estrato n°1

$$Q_{fuste} = 0$$

$$Q_{punta} = 0$$

b. Estrato n°2

$$Q_{fuste} = \frac{\pi * \phi_{pilotes} * profundiad\ del\ estrato}{4} * q_{fuste}$$

$$Q_{fuste} = \frac{\pi * 0,9m * (46,40m - 42,2m)}{4} * 5 \frac{KN}{m^2} = 59KN$$

$$Q_{punta} = 0$$

c. Estrato n°3

$$Q_{fuste} = \frac{\pi * \phi_{pilotes} * profundiad\ del\ estrato}{4} * q_{fuste}$$

$$Q_{fuste} = \frac{\pi * 0,9m * 6m}{4} * 11 \frac{KN}{m^2} = 187KN$$

$$Q_{punta} = 0$$

d. Estrato n°4

$$Q_{fuste} = \frac{\pi * \phi_{pilotes} * profundiad\ del\ estrato}{4} * q_{fuste}$$

$$Q_{fuste} = \frac{\pi * 0,9m * 3,3m}{4} * 15 \frac{KN}{m^2} = 156KN$$

$$Q_{punta} = 0$$

e. Estrato n°5

$$Q_{fuste} = \frac{\pi * \phi_{pilotes} * profundidad\ del\ estrato}{4} * q_{fuste}$$

$$Q_{fuste} = \frac{\pi * 0,9m * 1m}{4} * 20 \frac{KN}{m^2} = 57KN$$

$$Q_{punta} = \frac{\pi * \phi_{pilotes}^2}{4} * q_{punta} = \frac{\pi * (0,9m)^2}{4} * 2750KN = 1749KN$$

$$Q_{punta} = Q_{punta} + Q_{fuste} = 1749KN + 57KN = 1806KN$$

Cuadro resumen:

Estrato	Qfuste	Qp	Qpil total
n°	KN	KN	KN
1	-	-	-
2	59 KN	-	59 KN
3	187 KN	-	187 KN
4	140 KN	-	140 KN
5	57 KN	1749 KN	1806 KN

6.7.2.4.2. Capacidad de carga neta del pilote.

$$Q_{pilote\ total} = 2192KN$$

$$\Delta W = W_{pilote} - W_{suelo} = \frac{\pi * \phi_{pilotes}}{4} (Y_{H^{\circ}A^{\circ}} - Y_{Suelo}) * longitud\ del\ pilote$$

$$\Delta W = \frac{\pi * 0,9m}{4} \left(25 \frac{KN}{m^3} - 15 \frac{KN}{m^3} \right) * (46,40m - 32,20m) = 89KN$$

$$Q_{pilote\ neta\ admisible} = Q_{pilote\ total} - \Delta W = 2192KN - 89KN = 2103 \frac{KN}{pilotes}$$

6.7.2.5. NÚMERO DE PILOTES NECESARIOS.

El número de pilotes por fila será el obtenido del cálculo de la razón entre el esfuerzo total máximo al cual está sometida una fila de pilotes y la capacidad de carga neta admisible que puede resistir un pilote individual.

$$N^{\circ} pilotes\ necesarios = \frac{P_{FILA_2}}{Q_{pilote\ neta\ admisible}} = \frac{10083 \frac{KN}{filas}}{2103 \frac{KN}{pilotes}} = 4,79 \frac{pilotes}{filas}$$

$$N^{\circ} pilotes\ adoptados = 5 \frac{pilotes}{filas}$$

6.7.2.6. DIMENSIONAMIENTO DE PILOTE.

6.7.2.6.1. Verificación de Resistencia.

S/ CIRSOC 201- 2005. Capítulo 10. Cargas axiles y flexión. Art. 10.3.6.2. Para **elementos no pretensados armados con estribos cerrados** se debe utilizar:

PILOTE ENTERRADO EN TODA SU LONGITUD, SE CONSIDERA CONFINAMIENTO CONTINUO → COLUMNA CORTA:

$$\phi * P_n = 0,80 * \phi * [0,85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}]$$

Donde:

A_{st} : A° longitudinal para elementos comprimidos no compuestos. En mm^2 .

A_s : A° total o bruta de la sección de H° en mm^2 .

f_y : Tensión de fluencia especificada de la A° longitudinal no tesa.

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del H°.

0,80: Coeficiente reductor por excentricidades.

0,85: Coeficiente reductor por cargas lentas representativas de cargas permanentes.

Según **Art. 9.1** La resistencia requerida debe ser menor o igual que la de diseño: $P_u \leq$

$$\phi * P_n$$

Donde:

P_u : Carga axil mayorada.

ϕ : Factor de reducción de resistencias. S/ Art. 9.3.2.2 Elementos armados con otro tipo de A° (no zunchos en espiral). $\phi=0,65$.

$$P_u = \frac{9359KN + 2392KN + 7470KN}{2filas * 5pilotes} + \frac{1972KN + 854KN + 1132KN + 305KN}{5pilotes}$$

$$P_u = 2775 KN$$

Según **Art. 10.9.1** El área de la armadura longitudinal, A_{st} , para elementos comprimidos no compuestos, debe ser:

$$A_{st} \begin{cases} \geq 0,01 A_g \\ \leq 0,08 A_g \end{cases}$$

$$\rightarrow \rho_{min} = 1\% = 0,01 * A_g$$

Reemplazando en:

$$A_g = \frac{\pi * \phi_{pilotes}}{4} = \frac{\pi * 0,9m}{4} = 0,636m^2$$

$$P_n = 0,80 * [0,85 * 30MPa * (0,636m^2 - 0,01 * 0,636m^2) + 420MPa * 0,00636]$$

$$P_n = 15 MN$$

$$\phi * P_n = 0,65 * 15MN = 9,7MN = 9741KN > 2775KN \therefore BC$$

6.7.2.6.2. Dimensionamiento de las armaduras.

a. Armadura longitudinal.

a.1. Sección de armadura mínima y máxima.

Según *CIRSOC 201 (versión 2005) – 10.9.1*, $\rho_{min} = 0,01$ y $\rho_{max} = 0,08$.

$$A_{smin} = \rho_{min} A_g = 0,01 * (6362 \text{ cm}^2) = 63,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = \rho_{max} A_g = 0,08 * (6362 \text{ cm}^2) = 509 \text{ cm}^2$$

Según *CIRSOC 201 (versión 2005) – 10.8*, el diámetro mínimo a utilizar en armaduras longitudinales es 12mm.

Según *CIRSOC 201 (versión 2005) – 10.9.2*, para columnas zunchadas el número mínimo de barras a utilizar es de 6.

a.2. Sección adoptada.

Se adopta como armadura longitudinal **22 ϕ 20mm**

$$A_{s \text{ adop}} = 22 * 3,14 \text{ cm}^2 = 69,12 \text{ cm}^2$$

b. Zunchos.

b.1. Sección necesaria.

Diámetro de columnas zunchadas.

Según *CIRSOC 201 (versión 2005) – 10.8*, se debe verificar que el diámetro de una columna armada con zunchos en espiral debe ser mayor que 30cm:

$$D_p = 0,9 \text{ m} = 90 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \therefore BC$$

Diámetro mínimo.

Según *CIRSOC 201 – 10.8* y *7.10.4.2*, el diámetro mínimo de los zunchos es 10mm.

Separación entre espiras de zunchos.

Según *CIRSOC 201 – 7.10.4.3*, el paso libre “s” entre espiras de zuncho debe cumplir las siguientes condiciones:

$$s \leq 80 \text{ mm} = 8 \text{ cm}$$

$$s \geq 25 \text{ mm} = 2,5 \text{ cm}$$

$$s \geq 1,33 T_{MN} = 1,33 * 1,9 \text{ cm} = 2,53 \text{ cm}$$

$$s_{max} = 8 \text{ cm}$$

$$s_{min} = 2,5 \text{ cm}$$

b.2. Sección adoptada.

Se adopta como zunchos **ϕ 10mm cada 5 cm.**

$$D_{sp} = 10 \text{ mm} = D_{sp_{min}} \therefore BC \rightarrow A_{sp} = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$s_{min} = 2,5 \text{ cm} < s = 5 \text{ cm} < s_{max} = 8 \text{ cm} \therefore BC$$

b.3 Recubrimiento mínimo

Según *CIRSOC 201 (versión 2005) – Tabla 7.7.1: “Recubrimientos mínimos para hormigón colado en obra (no pretensado), para clases de exposición A1 y A2”*, para hormigón en contacto vertical con el suelo o expuesto al aire libre, para diámetro de barra esperado menor o igual a 16mm:

La clase de exposición de la estructura es A3. Según esta misma tabla para este caso se debe incrementar 30% el recubrimiento anterior:

$$\therefore r_{min_{A3}} = 1,30 * r_{min} = 1,30 * (30mm) = 39mm = 3,9cm$$

Adoptamos $r = 4\text{ cm} > r_{min_{A3}} = 3,9\text{ cm}$

b.4. Verificación

Según *CIRSOC 201 – 10.9.3*, el zunchado debe verificar:

$$\rho_s \geq 0,45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$\rho_s = \frac{4 * A_{sp}}{s * h_c} = \frac{4 * 0,785cm^2}{5cm * 82cm} = 7,66 \times 10^{-3} \geq 0,45 \left(\frac{6362cm^2}{5281cm^2} - 1 \right) \frac{30MPa}{420MPa}$$

$$\rho_s = 7,66 \times 10^{-3} > 6,58 \times 10^{-3} \therefore BC$$

ρ_s : Relación entre el volumen de armadura del zuncho y el volumen total del núcleo (medido desde el diámetro exterior del zuncho).

A_{sp} : Área de la espira del zuncho.

$$A_{sp} = \frac{\pi * \phi_{zuncho}^2}{4} = \frac{\pi * 0,1cm^2}{4} = 0,785cm^2$$

s : Separación o paso del zunchado (medido al eje de las espiras)

A_g : Área total o bruta de la sección de hormigón.

A_{ch} : Área del núcleo zunchado tomando como diámetro el diámetro exterior del zuncho.

$$A_{ch} = \frac{\pi * h_c^2}{4} = \frac{\pi * (82cm)^2}{4} = 5281cm^2$$

h_c : Diámetro exterior del zuncho.

$$h_c = D_p - 2r = 0,9m - 2 * (0,04) = 0,82m = 82cm$$

f_{yt} : Tensión de fluencia especificada para la armadura transversal. Para valores de $f_{yt} > 420MPa$ no se debe utilizar empalmes por yuxtaposición.

6.7.2.7. Esquema Resumen.

VISTA TRANSVERSAL DEL PILOTE

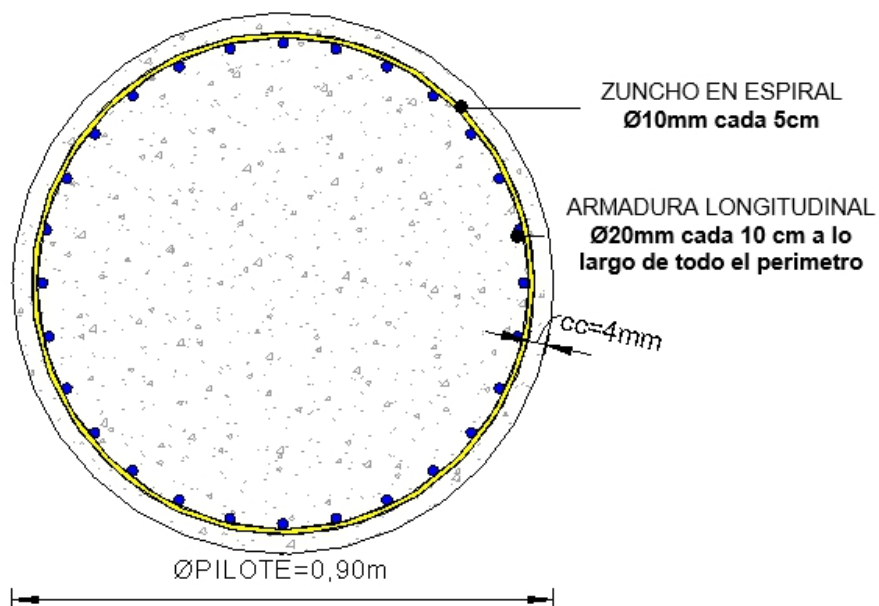


Figura 141. Esquema de armaduras pilotes, vista transversal. Fuente: Elaboración propia.

VISTA LONGITUDINAL DEL PILOTE

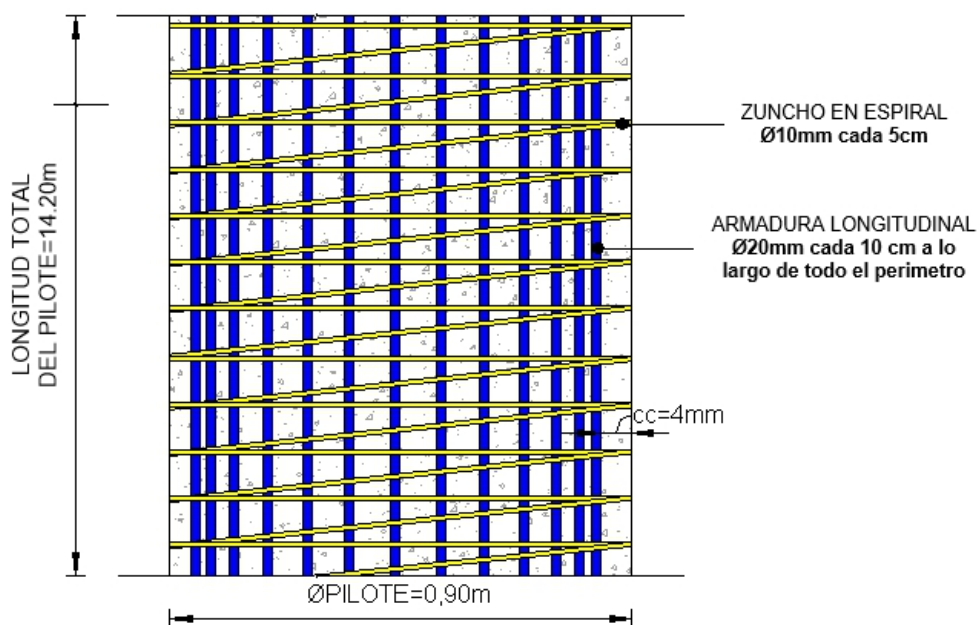


Figura 142. Esquema de armaduras pilotes, vista longitudinal. Fuente: Elaboración propia.

6.7.3. CABEZAL.

Se diseño como cabezal flexible. No cumple con la condición de rigidez. El aplica el cálculo tradicional de H°A°

$$\delta = \frac{\text{sep long. pilotes}}{2} = \frac{3,80m}{2} = 1,90m > hcabezal = 1,50m$$

\therefore Cabezal flexible

6.7.3.1. CÁLCULO DE LOS ESFUERZOS ACTUANTES.

6.7.3.1.1. Reacción de los pilotes.

$$R1u = Pu = 2775KN$$

Solicitaciones de diseño del cabezal:

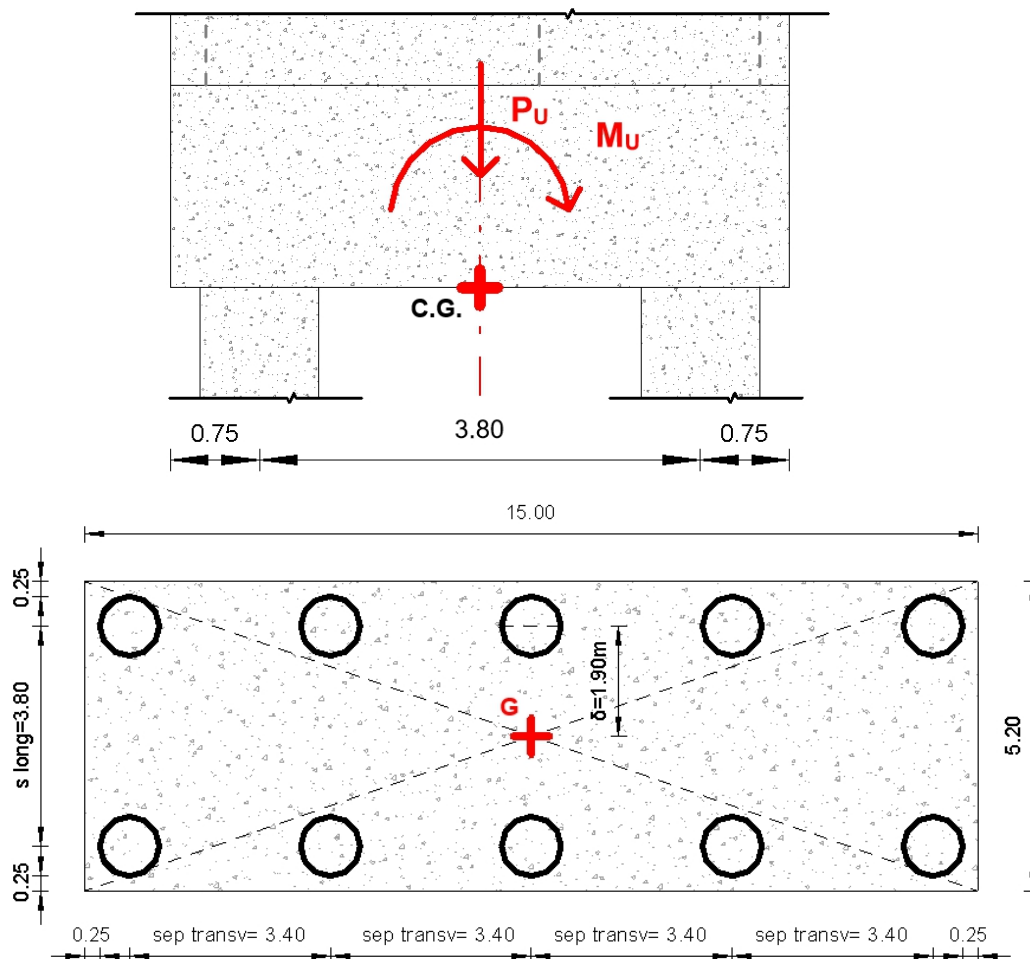


Figura 143. Esfuerzos totales en el cabezal de los pilotes. Fuente: Elaboración propia.

δ (separación del eje del pilote externo al borde de la columna central) = 1,85m

$$Mu = Riu * 5 * \delta = 2775 KN * 2 * 1,90m = 26358KNm$$

$$Vu = Riu * 5 = 2775 KN * 5 = 13873 KN$$

6.7.3.2. DISEÑO DEL CABEZAL.

Existen 3 casos posibles al momento de considerar el esfuerzo de corte en el cabezal; siendo el caso A el que más se ajusta a la nuestra condición.

El esfuerzo de corte 1-1 en los cabezales se ubica a una distancia d (altura útil), del plano crítico para flexión a-a.

El corte se considera producido por las fuerzas a la derecha 1-1.

Se pueden dar los siguientes casos:
(ver también CIRSOC 201-05. Art 15.5.4)

Caso A:

el plano de corte crítico 1-1 está ubicado entre el plano crítico por flexión y la cara interna de la fila de pilotes más cercanos.

$c \geq \phi_{pil}/2 \Rightarrow$ las reacciones de los pilotes producen corte en la sección 1-1 y deben tenerse en cuenta con su magnitud total.

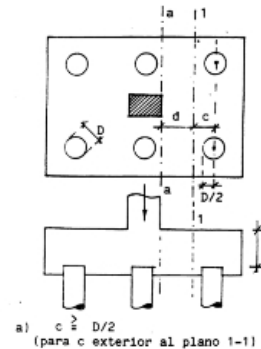


Figura 144. Diseño del cabezal, sección crítica. Fuente: CIRSOC 201.

$$c = 1,90m \geq \frac{\phi_{pilotes}}{2} = \frac{0,90m}{2} = 0,45m$$

\therefore no se debe considerar ninguna reducción del esfuerzo de corte

6.7.3.2.1. Resistencia al corte.

Se debe cumplir: $\phi V_n \geq V_u$ Según CIRSOC 201- 11.1.1

ϕ : Factor de reducción de resistencia. Para corte en combinaciones que no incluyan sismo, según CIRSOC 201 - 9.3.2.3:

$$\phi = 0,75$$

V_u : Esfuerzo de corte mayorado en la sección considerada, en N. El máximo esfuerzo de corte mayorado en la etapa 2 es:

$$V_u = 13873 \text{ KN}$$

V_n : Resistencia nominal al corte determinada con la siguiente expresión

$$V_n = V_c + V_s$$

V_c : Resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón, N. Para elementos sometidos únicamente a flexión y corte, según expresiones simplificadas, CIRSOC 201 - 11.3.1.1:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} b w d$$

$b w$: Ancho de losa maciza, para nuestro caso será:

$$b w = 15m$$

d : Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa (altura útil), en m.

Se adopta:

$$d = h - \frac{db}{2} - rec = 1,50m - \frac{0,025m}{2} - 0,04m = 1,448m \rightarrow d = 1,448m$$

$\sqrt{f'c}$: Raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, en MPa. Debe ser $\leq 8,3\text{MPa}$. Para hormigón armado (H-30):

$$\sqrt{f'c} = \sqrt{30\text{MPa}} = 5,48\text{MPa} < 8,3\text{MPa}$$

V_s : Resistencia nominal al corte proporcionada por la armadura de corte, N.

Si no poseemos armadura de corte, entonces:

$$V_n = V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} b w d$$

$$V_n = V_c = \frac{1}{6} \sqrt{30\text{MPa}} * 15m * 1,448m = 19,82\text{MN} = 19821\text{KN}$$

Debe cumplirse que:

$$\phi V_n \geq V_u \rightarrow \phi \frac{1}{6} \sqrt{f'c} b w d \geq V_u$$

$$0,75 * 19821\text{KN} = 14866\text{KN} \geq 13873\text{KN} \therefore BC$$

6.7.3.2.2. Resistencia al punzonado.

Pilote (punzonado zona borde).

El dimensionamiento de una losa o de una zapata con comportamiento en dos direcciones se debe realizar utilizando las expresiones (11-1)

Se debe cumplir: $\phi V_n \geq V_u$ Según **CIRSOC 201– 11.1.1**

ϕ : Factor de reducción de resistencia. Para corte en combinaciones que no incluyan sismo, según **CIRSOC 201 – 9.3.2.3**:

$$\phi = 0,75$$

El valor de V_c se debe determinar de acuerdo con los artículos 11.12.2.1., 11.12.2.2. u 11.12.3.1., y el valor de V_s , de acuerdo con los lineamientos establecidos en el artículo 11.12.3.

11.12.2.1. Para **losas y zapatas no pretensadas**, el valor de V_c debe ser el menor valor obtenido entre las expresiones a), b) o c):

$$p_x = p_y = 0,9m \text{ (lados del pilote)}$$

$$r = 0,25m \text{ (distancia del borde del pilote al filo externo del cabezal)}$$

$$b_0 = \left[2 * p_x + 2 \left(\frac{d}{2} + r \right) \right] = \left[2 * 0,9m + 2 \left(\frac{1,448m}{2} + 0,25m \right) \right] = 3,748m$$

$$a) V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \frac{\sqrt{f'_c} * b_o * d}{6} = \left(1 + \frac{2}{1}\right) * \frac{\sqrt{30MPa} * 3,748m * 1,448m}{6} = 14,82MN =$$

$$V_c = 14856KN$$

siendo:

β la relación entre el lado mayor y el lado menor de la columna, de la carga concentrada, o de la superficie de introducción de la reacción.

$$b) V_c = \left(\frac{\alpha s * d}{b_o} + 2\right) * \frac{\sqrt{f'_c} * b_o * d}{6} = \left(\frac{20 * 1,448m}{3,748m} + 2\right) * \frac{\sqrt{30MPa} * 3,748m * 1,448m}{6}$$

$$V_c = 48,15MN = 48158KN$$

siendo:

αs una constante que se utiliza para determinar V_c y cuyo valor es:

$$\alpha s \begin{cases} 40 \text{ para columnas interiores} \\ 30 \text{ para columnas interiores} \\ 20 \text{ para columnas interiores} \end{cases}$$

$$c) V_c = \frac{1}{3} * \sqrt{f'_c} * b_o * d = \frac{1}{3} * \sqrt{30MPa} * 3,748m * 1,448m = 9,9MN = 9904KN$$

Debe cumplirse que:

$$\emptyset V_n \geq V_u \rightarrow 0,75 * 9904KN = 7428KN > V_u = R1u = 2775KN \therefore BC$$

6.7.3.2.3. Dimensionamiento de las armaduras.

a. Dimensionamiento a Flexión:

$$M_n = \frac{Mu}{\emptyset} = \frac{26358KNm}{0,90} = 29287KNm = 29,28MNm$$

a.1. Armadura necesaria a flexión:

$$kd = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b}}} = \frac{1,448m}{\sqrt{\frac{29,28MNm}{3,10m}}} = 1,036 \rightarrow kd_{adop} = 0,994$$

Según Tabla de texto "Hormigón Armado" (Moller, 2012, pág. 23) para H°30:

$$K_e = 24,301$$

$$A_{s nec} = K_e * \frac{M_n}{d} = 24,301 * \frac{29,28Mm}{0,64m} = 492 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{s nec}}{\text{franja de pilotes}} = \frac{A_{s nec}}{5} = \frac{492 \text{ cm}^2}{5} = 98,34 \frac{\text{cm}^2}{\text{franja de pilotes}}$$

a.2. Armadura mínima por fenómeno de contracción y temperatura:

$$A_{s min} = \rho * b * h = 0,0018 * 1500 \text{ cm} * 150 \text{ cm} = 405 \text{ cm}^2$$

Esta armadura se debería repartir 50% arriba y 50 % abajo, pero abajo prevalece colocar armadura según **flexo- tracción**.

$$\frac{A_{smin}}{2} = \frac{405cm^2}{2} = 203 cm^2$$

b. Sección de armadura adoptada.

b.1. Armadura Inferior

Se adopta diámetro de barra Ø25mm.

$$As1 barra = \frac{\pi * db^2}{4} = \frac{\pi * (2,5cm)^2}{4} = 4,91cm^2$$

Espacio útil de franja Øpilote = 0,9m

$$n^{\circ} \frac{barras}{franja de pilotes} = \frac{\frac{Asnec}{franja de pilotes}}{As1 barra} = \frac{98,34 \frac{cm^2}{franja de pilotes}}{4,91cm^2}$$

$$n^{\circ} barras/franja de pilotes = 20,03 barras$$

Adoptamos: $n^{\circ} barras/franja de pilotes = 20$

$$separacion entre barras = \frac{1m}{20barras} = 0,045m$$

$$As_{inf} ppal adop. = 4,91cm^2 * \frac{20 barras}{franja de pilotes} = 98,17cm^2 \rightarrow en direccion x e y$$

b.2. Armadura Superior

Se adopta diámetro de barra Ø20 cada 20cm

$$As1 barra = \frac{\pi * db^2}{4} = \frac{\pi * (2cm)^2}{4} = 3,14cm^2$$

Espacio útil de franja = 1m

$$n^{\circ} barras = \frac{\frac{Asnec}{franja de pilotes}}{As1 barra} = \frac{203 \frac{cm^2}{franja de pilotes}}{3,14cm^2} = 64,45 barras$$

Adoptamos: $n^{\circ} barras = 65$

$$separacion util = dtrans cabezal - 2 * r = 15m - 2 * 0,04m = 14,92m$$

$$separacion entre barras = \frac{separacion util}{n^{\circ} barras} = \frac{14,92m}{65} = 0,23m$$

$$As_{inf} ppal adop. = 3,14cm^2 * \frac{65 barras}{franja de pilotes} = 204cm^2 \rightarrow en direccion x e y$$

6.7.3.2.4. Armadura secundaria.

a. Armadura para canasta de confinamiento.

$$b = ancho de cabezal \leq \frac{hcabezal}{2} = \frac{1,50m}{2} = 0,75m$$

$$t = 0,15m (abertura de malla)$$

$$A = 0,0020 * b * t = 0,0020 * 0,75cm * 15cm = 2,25 cm^2$$

b. Sección de armadura secundaria adoptada.

Se adopta **diámetro de barra Ø20 cada 15cm**

$$As1 \text{ barra} = \frac{\pi * db^2}{4} = \frac{\pi * (2cm)^2}{4} = 3,14cm^2 > 2,25cm^2$$

Estribos verticales paralelo al transito / perpendicular al transito

Estribos horizontales cerrando todo el perímetro del cabezal

6.7.3.2.5. Verificación de separación mínima de barras:

Para armadura concentrada en línea de pilotes:

S/ Art. 7.6.1. La **separación libre mínima *Sl***, entre las barras o alambres paralelos, ubicados en una capa de armadura en elementos solicitados a flexión, debe ser:

Se coloca en un ancho compatible con el ancho del pilote para las 20 barras de 25mm, por lo tanto, calculamos su separación:

$$100cm = n^{\circ} \text{ barra} * \emptyset + (n^{\circ} \text{ barra} - 1) * S = 20 * 2,5cm + (20 - 1) * S$$

$$S = \frac{100cm - 50cm}{19} = 2,63cm; \text{ adopto } S = 2,5cm$$

$$\text{ancho zona barras} = n^{\circ} \text{ barra} * \emptyset + (n^{\circ} \text{ barra} - 1) * S$$

$$\text{ancho zona barras} = 20 * 2,5cm + 18 * 2,5cm = 97,5cm$$

$$sl \geq \begin{cases} dB = 25mm \\ 25mm \\ 1,33 TMN AG = 1,33 * 25mm = 33mm \end{cases}$$

6.7.3.2.6. Verificación de separación máxima de barras:

Para barras de **Ø20 cada 15cm** colocadas abajo y arriba

S/ Art. 7.6.5. En **losas y tabiques (Armadura secundaria)**, exceptuando las losas nervuradas, la separación ***Sl*** de la armadura principal por flexión debe ser:

$$sl \begin{cases} \leq 2 \text{ veces el espesor del tabique o de la losa} = 2 * 150cm = 300cm \\ \leq 25 db \text{ de la barra o alambre de menor diámetro} = 25 * 2cm = 50cm \\ \leq 300mm \end{cases}$$

S/ Art. 7.12.2.2. La **separación máxima *S*** de la **armadura de contracción y temperatura** debe ser:

$$sl \begin{cases} \leq 3 \text{ veces el espesor del tabique o de la losa} = 3 * 150cm = 450cm \\ \leq 300mm \end{cases}$$

S/ Art. 10.6.4. La separación de la armadura más cercana a la cara traccionada, ***s***, debe ser igual o menor que el **menor valor** obtenido de las siguientes expresiones:

$$sl \begin{cases} \leq 380 * \left(\frac{280}{fs} \right) - 2,5 * Cc = 380 * \left(\frac{280}{280} \right) - 2,5 * 40mm = 370mm \\ \leq 380 * \left(\frac{280}{fs} \right) = 380 * \left(\frac{280}{280} \right) = 380mm \end{cases}$$

6.7.3.3. Esquema de armadura:

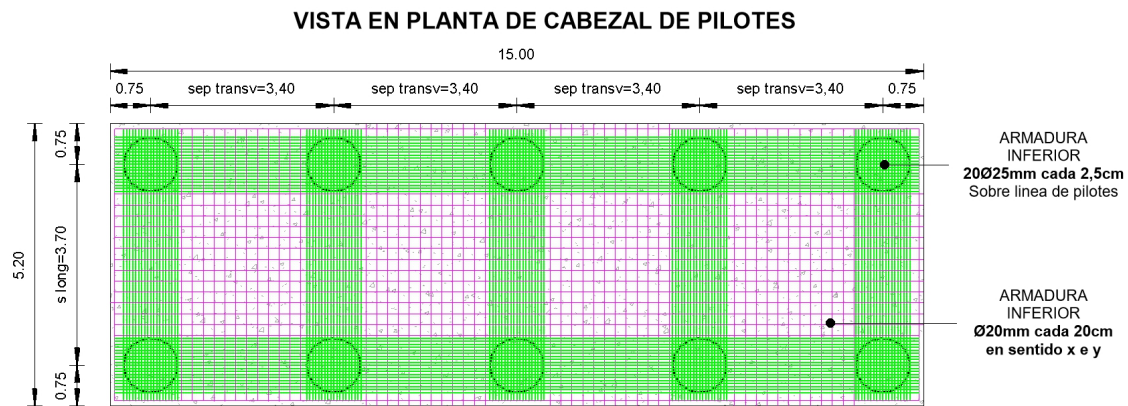


Figura 145. Esquema de armaduras de cabezal de pilotes, vista en planta. Fuente: Elaboración propia.

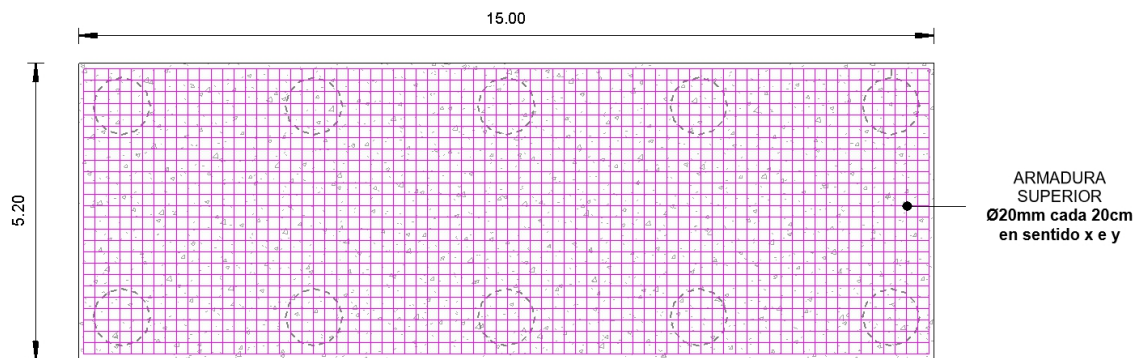


Figura 146. Esquema de armaduras superior de cabezal de pilotes, vista en planta. Fuente: Elaboración propia.

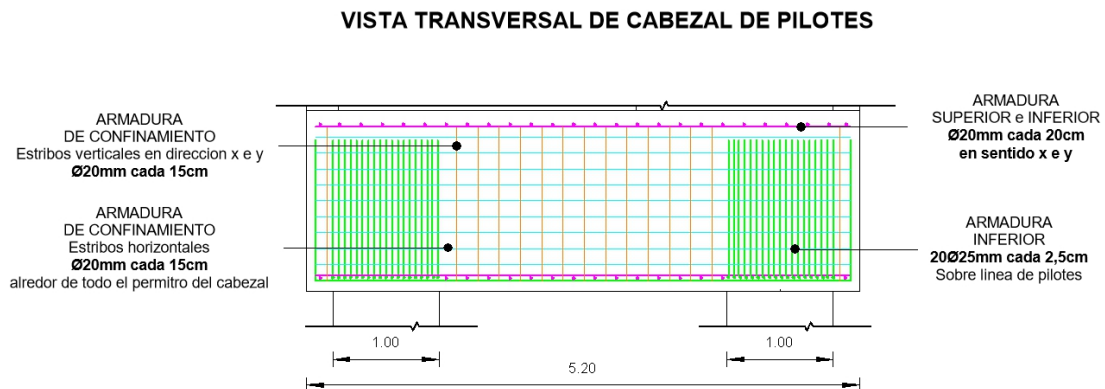


Figura 147. Esquema de armaduras de cabezal de pilotes, vista transversal. Fuente: Elaboración propia.

ESQUEMA DE ESTRIBOS HORIZONTALES Y VERTICALES

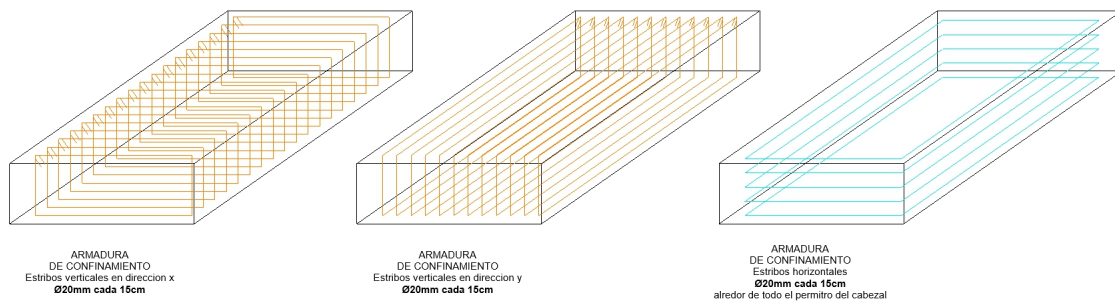


Figura 148. Esquema de estribos de cabezal de pilotes, vista en perspectiva. Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO VII

7. ANALISIS ECONÓMICO

7.1. INTRODUCCIÓN.

En este capítulo, se exponen los resultados obtenidos al realizar el cómputo y presupuesto del proyecto desarrollado, con el objetivo de poder establecer un valor estimativo en pesos, de lo que costaría materializar la obra. El cómputo se evaluará sobre los ítems y materiales necesarios para la construcción del puente, y el presupuesto se analizará a nivel de anteproyecto, considerando los trabajos, materiales, equipos, y mano de obra necesarios para su ejecutar el proyecto.

7.2. ESTUDIO DE MERCADO.

Para poder definir el precio de cada elemento prefabricado, se contactó con diferentes empresas proveedoras en el país evaluando las secciones disponibles y cotizando las que serían necesarias para la ejecución del puente.

Fue así como se contactó y evaluó un presupuesto para las vigas pretensadas de la empresa Estructuras PRETENZA, las cuales, por disposiciones de la empresa y por el largo que presenta nuestras vigas, pueden ser prefabricadas en planta, y luego transportadas hasta el sitio de emplazamiento de la obra.

Del mismo modo, se contactó con la empresa VICANT SRL, y se le solicitó un presupuesto para los apoyos de neopreno adoptados.

Para establecer el precio de las barandas, se contactó con la empresa Staco Argentina S.A. y para establecer el precio de las defensas, se contactó con la empresa Gallara.

Los demás elementos componentes del puente, debido a la mayor flexibilidad que existe en el mercado regional para conseguirlos, fueron elegidos teniendo en cuenta la conveniencia en cuestiones de precio, calidad y distancias al lugar de emplazamiento de la obra. Se contacto con empresas como Melmix, Hierros Lider, Bercomat, Galpon Maderas entre otros.

A continuación, se presentan las planillas resumen del cómputo realizado.

TRABAJO FINAL DE CARRERA
DISEÑO Y CALCULO DE PUENTE VIGA SOBRE ARROYO COLORADO
CAÑETE VILLAMAYOR, LUIS - HUICI, SANTIAGO

martes, 15 de octubre de 2024

PLANILLA DE MATERIALES															
N° Orden	Material	FUENTE			Distancia de transp. (km)	Costo transp. (\$/tn).km	Factor	Costo transporte (\$/U.km)	Incidencia del transporte	Manipuleo	Valor por hora	Incidencia por manipuleo	Costo total	Perdidas %	Costo Final
		Origen	Costo de Origen (1)	Un											
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	Hormigón H-30	Resistencia	\$ 205.174,00	m3									\$ 205.174,00	2	\$ 209.277,48
2	Acero 6mm	Resistencia	\$ 409,00	m	12,5	\$ 75,84	1 tn/m	\$ 75,84	\$ 948,02	1,5	\$ 5.938,82	\$ 8.908,23	\$ 10.265,25	2	\$ 10.470,55
3	Acero 8mm	Resistencia	\$ 675,00	m	12,5	\$ 75,84	1 tn/m	\$ 75,84	\$ 948,02	1,5	\$ 5.938,82	\$ 8.908,23	\$ 10.531,25	2	\$ 10.741,87
4	Acero 10mm	Resistencia	\$ 1.141,00	m	12,5	\$ 75,84	1 tn/m	\$ 75,84	\$ 948,02	1,5	\$ 5.938,82	\$ 8.908,23	\$ 10.997,25	2	\$ 11.217,19
5	Acero 12mm	Resistencia	\$ 1.500,00	m	12,5	\$ 75,84	1 tn/m	\$ 75,84	\$ 948,02	1,5	\$ 5.938,82	\$ 8.908,23	\$ 11.356,25	2	\$ 11.583,37
6	Acero 16mm	Resistencia	\$ 2.500,00	m	12,5	\$ 75,84	1 tn/m	\$ 75,84	\$ 948,02	1,5	\$ 5.938,82	\$ 8.908,23	\$ 12.356,25	2	\$ 12.603,37
7	Acero 20mm	Resistencia	\$ 3.900,00	m	12,5	\$ 75,84	1 tn/m	\$ 75,84	\$ 948,02	1,5	\$ 5.938,82	\$ 8.908,23	\$ 13.756,25	2	\$ 14.031,37
8	Acero 25mm	Resistencia	\$ 6.795,00	m	12,5	\$ 75,84	1 tn/m	\$ 75,84	\$ 948,02	1,5	\$ 5.938,82	\$ 8.908,23	\$ 16.651,25	2	\$ 16.984,27
9	Acero 32mm	Resistencia	\$ 10.000,00	m	12,5	\$ 75,84	1 tn/m	\$ 75,84	\$ 948,02	1,5	\$ 5.938,82	\$ 8.908,23	\$ 19.856,25	2	\$ 20.253,37
10	Alambre N°14	Local	\$ 3.475,00	kg	0	\$ -	0,001 tn/kg	\$ -	\$ -	0,005	\$ 5.938,82	\$ 29,69	\$ 3.504,69	2	\$ 3.574,79
11	Punta Paris 1" 30kg	Local	\$ 3.900,00	kg	0	\$ -	0,001 tn/kg	\$ -	\$ -	0,05	\$ 5.938,82	\$ 296,94	\$ 4.196,94	2	\$ 4.280,88
12	Madera pino 1"x5"	Local	\$ 2.250,00	m2	0	\$ -	0,01 tn/m2	\$ -	\$ -	0,05	\$ 5.938,82	\$ 296,94	\$ 2.546,94	5	\$ 2.674,29
13	Bentonita sódica natural molida	Lujan de cuyo	\$ 78.628,00	tn	942	\$ 75,84	1 tn/tn	\$ 75,84	\$ 71.442,92	0,75	\$ 5.938,82	\$ 4.454,11	\$ 154.525,04	0	\$ 154.525,04
14	Camisas metálicas	Esperanza	\$ 27.120,00	tn	536	\$ 75,84	1 tn/tn	\$ 75,84	\$ 40.651,18	0,05	\$ 5.938,82	\$ -	\$ 67.771,18	1	\$ 68.448,89
15	Caño de H°G° D=100 mm, e=4mm	Buenos Aires	\$ 5.700,00	m	950	\$ 75,84	0,011 tn/m	\$ 0,83	\$ 792,55	0,05	\$ 5.938,82	\$ -	\$ 6.492,55		\$ 6.492,55
16	Asfalto 50-60	Sauce viejo	\$ 985.000,00	m3	575	\$ -		\$ -	\$ -	0	\$ -	\$ -	\$ 985.000,00		\$ 985.000,00
17	Vigas Postesadas	Buenos Aires	\$ 28.753.051,41	Un	950	\$ -		\$ -	\$ -	0	\$ -	\$ -	\$ 28.753.051,41		\$ 28.753.051,41
18	Neopreno Armado	Resistencia	\$ 12.000,00	Un	950	\$ 75,84		\$ -	\$ -	1,5	\$ 5.938,82	\$ 8.908,23	\$ 20.908,23		\$ 20.908,23
19	Piedra 0-6	Las Piedritas	\$ 8.950,00	m3	320	\$ 75,84	1 tn/m3	\$ 75,84	\$ 24.269,36	0	\$ -	\$ -	\$ 33.219,36	5	\$ 34.880,33
20	Piedra 6-19	Las Piedritas	\$ 9.100,00	m3	320	\$ 75,84	1 tn/m3	\$ 75,84	\$ 24.269,36	0	\$ -	\$ -	\$ 33.369,36	5	\$ 35.037,83
21	Arena	Corrientes	\$ 7.550,00	m3	185	\$ 75,84	1,5 tn/m3	\$ 113,76	\$ 21.046,08	0	\$ -	\$ -	\$ 28.596,08	5	\$ 30.025,89
22	Baranda Flex beam	Buenos Aires	\$ 134.835,20	m	950	\$ -		\$ -	\$ -	1,5	\$ 5.938,82	\$ 8.908,23	\$ 143.743,43		\$ 143.743,43
23	Prelosa	Buenos Aires	\$ 111.953,35	m2	950	\$ -		\$ -	\$ -	0	\$ -	\$ -	\$ 111.953,35		\$ 111.953,35
24	Defensa New Jersey	In situ	\$ 23.552,00	m		\$ -		\$ -	\$ -	0	\$ -	\$ -	\$ 23.552,00		\$ 23.552,00

TRABAJO FINAL DE CARRERA

DISEÑO Y CALCULO DE PUENTE VIGA SOBRE ARROYO COLORADO

CAÑETE VILLAMAYOR, LUIS - HUICI, SANTIAGO

martes, 15 de octubre de 2024

PLANILLA DE MANO DE OBRA

Categoría	Jornal Básica (\$/h)	Asistencia (\$/h) 20% de (2)	Jornal Directo (\$/h) (2)+(3)	Mejoras Sociales (\$/h) 20% de (4)	Seguro Obrero 2% de (4)	Jornal Total (\$/h) (4)+(5)+(6)	Otros (\$/h) 50,43% de (7)	Costo Unidad (\$/h) (7)+(8)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Oficial Especializado	\$ 3.946,00	\$ 789,20	\$ 4.735,20	\$ 947,04	\$ 18,94	\$ 5.701,18	\$ 2.533,03	\$ 8.234,22
Oficial	\$ 3.362,00	\$ 672,40	\$ 4.034,40	\$ 806,88	\$ 16,14	\$ 4.857,42	\$ 2.158,15	\$ 7.015,57
Medio Oficial	\$ 3.100,00	\$ 620,00	\$ 3.720,00	\$ 744,00	\$ 14,88	\$ 4.478,88	\$ 1.989,97	\$ 6.468,85
Ayudante	\$ 2.846,00	\$ 569,20	\$ 3.415,20	\$ 683,04	\$ 13,66	\$ 4.111,90	\$ 1.826,92	\$ 5.938,82
Asistencia	20%	<div>Cont. Seguro Social23%</div> <div>Cont. Obra Social6%</div> <div>Ley Riesgo de Trabajo (%Variable)5,43%</div> <div>Fondo de desempleo6%</div> <div>IERIC2%</div> <div>FICS2%</div> <div>Otros44,43%</div>						
Mejoras Sociales	20%							
Seguros	2%							
Otros	44,43%							

TRABAJO FINAL DE CARRERA
DISEÑO Y CALCULO DE PUENTE VIGA SOBRE ARROYO COLORADO
CAÑETE VILLAMAYOR, LUIS - HUICI, SANTIAGO

martes, 15 de octubre de 2024

PLANILLA DE EQUIPOS

N° Orden	Designación	Potencia (hp)	Costo Anual (\$)	Valor Residual (\$) 20% de (4)	Vida Útil (hs)	Uso Anual (hs)	Costo de Amortización e Intereses (\$/hs)	Reparaciones y Repuestos (\$/hs) 30% de (8)	Equipo (8) + (9)	Combustible					Costo total
										Tipo	Precio Unitario (\$/lts)	Consumo de Combustible (lts/HP)	Consumo de Lubricante 11%	Consumo Total x Unidad (lts)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	Retroexcavadora	99	\$ 91.078.000,00	\$ 18.215.600	10000	2000	\$ 15.710,96	\$ 4.713,29	\$ 20.424,24	GAS-OIL	\$ 1.062	0,16	0,02	17,58	\$ 23.385,80
2	Motoniveladora	220	\$ 225.444.492	\$ 45.088.898,40	10000	2000	\$ 38.889,17	\$ 11.666,75	\$ 50.555,93	GAS-OIL	\$ 1.062	0,16	0,02	39,07	\$ 53.161,22
3	Regla Vibradora	5	\$ 2.582.658,00	\$ 516.531,60	10000	2000	\$ 445,51	\$ 133,65	\$ 579,16	NAFTA	\$ 1.048	0,3	0,03	1,67	\$ 1.878,57
4	Camión con Hidrogrua	150	\$ 123.024.668	\$ 24.604.933,60	10000	2000	\$ 21.221,76	\$ 6.366,53	\$ 27.588,28	GAS-OIL	\$ 1.062	0,15	0,02	24,98	\$ 32.889,98
5	Aserradora de Junta	4	\$ 1.850.940,00	\$ 370.188,00	10000	2000	\$ 319,29	\$ 95,79	\$ 415,07	NAFTA	\$ 1.048	0,2	0,02	0,89	\$ 1.026,41
6	Vibrocompactador	145	\$ 67.499.244,80	\$ 13.499.848,96	10000	2000	\$ 11.643,62	\$ 3.493,09	\$ 15.136,71	GAS-OIL	\$ 1.062	0,2	0,02	32,19	\$ 37.678,87
7	Grupo Electrónico 30Kva	55	\$ 9.954.391,20	\$ 1.990.878,24	10000	2000	\$ 1.717,13	\$ 515,14	\$ 2.232,27	NAFTA	\$ 1.048	0,25	0,03	15,26	\$ 16.510,24
8	Camión con Batea	210	\$ 77.796.877,60	\$ 15.559.375,52	10000	2000	\$ 13.419,96	\$ 4.025,99	\$ 17.445,95	GAS-OIL	\$ 1.062	0,19	0,02	44,29	\$ 51.060,91
9	Pilotea rotativa	400	\$ 588.800.206,80	\$ 117.760.041,36	10000	2000	\$ 101.568,04	\$ 30.470,41	\$ 132.038,45	GAS-OIL	\$ 1.062	0,2	0,02	88,80	\$ 124.776,01
10	Soldadora eléctrica	0	\$ 17.920.375,20	\$ 3.584.075,04	10000	2000	\$ 3.091,26	\$ 927,38	\$ 4.018,64						\$ 927,38
11	Motobomba con manguera	10	\$ 2.936.606,40	\$ 587.321,28	10000	2000	\$ 506,56	\$ 151,97	\$ 658,53	GAS-OIL	\$ 1.062	0,15	0,02	1,67	\$ 1.920,20
12	Rastra de 24 discos de 26"	0	\$ 9.103.931,20	\$ 1.820.786,24	10000	2000	\$ 1.570,43	\$ 471,13	\$ 2.041,56				0,00		\$ 471,13
13	Rodilla pata de cabra autopropulsado	120	\$ 83.122.764,40	\$ 16.624.552,88	10000	2000	\$ 14.338,68	\$ 4.301,60	\$ 18.640,28	GAS-OIL	\$ 1.062	0,25	0,03	33,30	\$ 39.666,20
14	Tractor neumático	109	\$ 46.707.076,00	\$ 9.341.415,20	10000	2000	\$ 8.056,97	\$ 2.417,09	\$ 10.474,06	GAS-OIL	\$ 1.062	0,2	0,02	24,20	\$ 28.115,37
15	Camión regador de agua	140	\$ 91.039.218,40	\$ 18.207.843,68	10000	2000	\$ 15.704,27	\$ 4.711,28	\$ 20.415,54	GAS-OIL	\$ 1.062	0,15	0,02	23,31	\$ 29.466,50
16	Terminadora asfáltica	170	\$ 175.263.030,80	\$ 35.052.606,16	10000	2000	\$ 30.232,87	\$ 9.069,86	\$ 39.302,73						\$ 9.069,86
17	Rodillo neumático autopropulsado	94	\$ 98.955.672,40	\$ 19.791.134,48	10000	2000	\$ 17.069,85	\$ 5.120,96	\$ 22.190,81	GAS-OIL	\$ 1.062	0,2	0,02	20,87	\$ 27.282,77
18	Cargador Frontal	130	\$ 117.301.808,00	\$ 23.460.361,60	10000	2000	\$ 20.234,56	\$ 6.070,37	\$ 26.304,93	GAS-OIL	\$ 1.062	0,12	0,01	17,32	\$ 24.459,96

TRABAJO FINAL DE CARRERA DISEÑO Y CALCULO DE PUENTE VIGA SOBRE ARROYO COLORADO CAÑETE VILLAMAYOR, LUIS - HUICI, SANTIAGO <div style="text-align: right;">martes, 15 de octubre de 2024</div>			
COEFICIENTE RESUMEN			
Costo - Costo		I	1,00
Gastos Generales	20%	II	0,20
Beneficio	10%	III	0,10
Subtotal		IV	1,30
Costo Financiero		V	0,00
Total		VI	1,30
I.V.A.	21%	VII	0,27
Otros Impuestos	2,90%	VIII	0,0415
Coeficiente resumen			1,614

TRABAJO FINAL DE CARRERA

DISEÑO Y CALCULO DE PUENTE VIGA SOBRE ARROYO COLORADO

CAÑETE VILLAMAYOR, LUIS - HUICI, SANTIAGO

martes, 15 de octubre de 2024

PLANILLA DE COMPUTO Y PRESUPUESTO

N°	Item/Rubro	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio parcial	Precio Total	%Incidencia
1	Movimiento de suelos					\$ 120.984.862,29	7%
1.1	Excavación de pilotes	m3	180,67	\$ 286.556,69	\$ 51.773.055,04		
1.2	Relleno	m3	865,95	\$ 79.925,87	\$ 69.211.807,25		
2	Hormigón H-30 in situ					\$ 410.552.069,40	25%
2.1	Para Losa de tablero	m3	90	\$ 3.451.344,98	\$ 310.621.048,36		
2.2	Para Losa de aproximacion	m3	13,5	\$ 1.577.737,38	\$ 21.299.454,60		
2.3	Para Vigas secundarias	m3	42	\$ 1.872.180,15	\$ 78.631.566,44		
2.4	Para Estribos					\$ 402.972.138,26	24%
2.4.1	Para Cabezal de pilotes	m3	234,00	\$ 1.198.604,77	\$ 280.473.515,84		
2.4.2	Para Pantalla inferior	m3	16,20	\$ 2.075.593,13	\$ 33.624.608,63		
2.4.3	Para Contrafuerte	m3	13,61	\$ 2.610.403,49	\$ 35.522.370,73		
2.4.4	Para Pantalla superior	m3	15,00	\$ 1.482.585,92	\$ 22.238.788,81		
2.4.5	Para Contrafuerte posterior	m3	1,97	\$ 2.969.776,94	\$ 5.844.521,03		
2.4.6	Para Muro de ala	m3	10,66	\$ 2.370.387,73	\$ 25.268.333,22		
2.5	Para Fundaciones					\$ 295.024.914,14	18%
2.5.1	Para Pilotes	m3	180,67	\$ 1.632.922,05	\$ 295.024.914,14		
3	Elementos prefabricados					\$ 413.304.158,44	25%
3.1	Viga principal prefabricada H-35 L=30m	Un	6	\$ 46.474.437,91	\$ 278.846.627,46		
3.2	Prelosa prefabricada H-30	m2	450	\$ 281.272,50	\$ 126.572.624,91		
3.3	Defensa New Jersey	m	60	\$ 131.415,10	\$ 7.884.906,07		
4	Dispositivos de apoyo					\$ 1.448.190,15	0,09%
4.1	Neopreno armado	Un	36	\$ 35.085,10	\$ 1.263.063,43		
4.2	Dados de Hormigon	m3	0,36	\$ 519.435,23	\$ 185.126,72		
5	Carpeta de asfalto					\$ 4.449.520,93	0,27%
5.1	Carpeta de asfalto	m3	61,16	\$ 72.749,17	\$ 4.449.520,93		
6	Auxiliares					\$ 23.254.883,29	1,39%
6.1	Barandas	m	84	\$ 274.175,44	\$ 23.030.736,66		
6.2	Desague	m	5,4	\$ 41.508,63	\$ 224.146,63		
PRESUPUESTO TOTAL						\$ 1.671.990.736,91	100%

TRABAJO FINAL DE CARRERA

DISEÑO Y CALCULO DE PUENTE VIGA SOBRE ARROYO COLORADO

CAÑETE VILLAMAYOR, LUIS - HUICI, SANTIAGO

martes, 15 de octubre de 2024

ANALISIS DE PRECIOS

RUBRO Movimiento de suelos **ITEM** 1.1 **UNIDAD** m3
Descripción Excavación de pilotes

Designación	Unidad	Rendimiento	Costo Unitario	Costo parcial
-------------	--------	-------------	----------------	---------------

Mano de Obra

Oficial Especializado	HS	1,5	\$ 8.234,22	\$ 12.351,32
Ayudante	HS	3	\$ 5.938,82	\$ 17.816,45

SUB-TOTAL MANO DE OBRA \$ 30.167,78

Materiales

Camisas metálicas	tn	0,063 tn	\$ 27.120,00	\$ 1.703,14
-------------------	----	----------	--------------	-------------

SUB-TOTAL MATERIALES \$ 1.703,14

Equipos

Pilotera rotativa	HS	0,73	\$ 124.776,01	\$ 91.086,49
Retroexcavadora	HS	0,73	\$ 23.385,80	\$ 17.071,63
Camión de batea	HS	0,73	\$ 51.060,91	\$ 37.274,46

SUB-TOTAL EQUIPOS \$ 145.432,58

COSTO DIRECTO \$ 177.303,49

COEFICIENTE RESUMEN 1,61

PRECIO UNITARIO \$ 286.251,17

TRABAJO FINAL DE CARRERA					
DISEÑO Y CALCULO DE PUENTE VIGA SOBRE ARROYO COLORADO					
CAÑETE VILLAMAYOR, LUIS - HUICI, SANTIAGO					
martes, 15 de octubre de 2024					
ANALISIS DE PRECIOS					
RUBRO	Movimiento de suelos	ITEM	1.2	UNIDAD	m3
Descripción	Relleno				
Designación		Unidad	Rendimiento	Costo Unitario	Costo parcial
Mano de Obra					
Oficial Especializado		HS	1	\$ 8.234,22	\$ 8.234,22
Oficial		HS	2	\$ 7.015,57	\$ 14.031,14
Ayudante		HS	4	\$ 5.938,82	\$ 23.755,27
SUB-TOTAL MANO DE OBRA					\$ 46.020,63
Materiales					
SUB-TOTAL MATERIALES					
Equipos					
Retroexcavadora		HS	0,02	\$ 23.385,80	\$ 467,72
Motoniveladora		HS	0,02	\$ 53.161,22	\$ 1.063,22
Rasta de 24 discos de 26"		HS	0,02	\$ 471,13	\$ 9,42
Rodillo pata de cabra autopropulsado		HS	0,02	\$ 39.666,20	\$ 793,32
Tractor neumático		HS	0,02	\$ 28.115,37	\$ 562,31
Camión regador de agua		HS	0,02	\$ 29.466,50	\$ 589,33
SUB-TOTAL EQUIPOS					\$ 3.485,32
				COSTO DIRECTO	\$ 49.505,95
				COEFICIENTE RESUMEN	1,61
				PRECIO UNITARIO	\$ 79.925,87

TRABAJO FINAL DE CARRERA

DISEÑO Y CALCULO DE PUENTE VIGA SOBRE ARROYO COLORADO

CAÑETE VILLAMAYOR, LUIS - HUICI, SANTIAGO

martes, 15 de octubre de 2024

PLANILLA DE EQUIPOS

RUBRO	Hormigón H-30 in situ	ITEM	2.1	UNIDAD	m3
Descripción	Para Losa de tablero				
Designación	Unidad	Rendimiento	Costo Unitario	Costo parcial	
Mano de Obra					
Oficial Especializado	HS	1	\$ 8.234,22	\$ 8.234,22	
Oficial	HS	2	\$ 7.015,57	\$ 14.031,14	
Ayudante	HS	4	\$ 5.938,82	\$ 23.755,27	
SUB-TOTAL MANO DE OBRA				\$ 46.020,63	
Materiales					
Hormigon H-30	m3	1,05	\$ 209.277,48	\$ 219.741,35	
Acero 6mm	m	35	\$ 10.470,55	\$ 370.758,17	
Acero 8mm	m	67	\$ 10.741,87	\$ 716.124,95	
Acero 10mm	m	50	\$ 11.217,19	\$ 560.859,72	
Acero 12mm	m	15	\$ 11.583,37	\$ 173.750,61	
Alambre N°14	kg	0,6	\$ 3.574,79	\$ 2.144,87	
Punta Paris 1" 30kg	kg	1	\$ 4.280,88	\$ 4.280,88	
Madera pino 1"x5"	m2	0,20	\$ 2.674,29	\$ 534,86	
SUB-TOTAL MATERIALES				\$ 2.048.195,42	
Equipos					
Regla Vibradora	HS	0,6	\$ 1.878,57	\$ 1.127,14	
Aserradora de Junta	HS	0,6	\$ 1.026,41	\$ 615,85	
Camión con Hidrogrua	HS	0,8	\$ 32.889,98	\$ 26.311,98	
Soldadura eléctrica	HS	0,8	\$ 927,38	\$ 741,90	
Grupo electrógeno 30 kva	HS	0,8	\$ 16.510,24	\$ 13.208,19	
Motobomba con manguera	HS	0,8	\$ 1.920,20	\$ 1.536,16	
SUB-TOTAL EQUIPOS				\$ 43.541,23	
COSTO DIRECTO				\$ 2.137.757,27	
COEFICIENTE RESUMEN				1,61	
PRECIO UNITARIO				\$ 3.451.344,98	

TRABAJO FINAL DE CARRERA

DISEÑO Y CALCULO DE PUENTE VIGA SOBRE ARROYO COLORADO

CAÑETE VILLAMAYOR, LUIS - HUICI, SANTIAGO

martes, 15 de octubre de 2024

PLANILLA DE EQUIPOS

RUBRO	Hormigón H-30 in situ	ITEM	2.2	UNIDAD	m3
Descripción	Para Losa de aproximación				
Designación	Unidad	Rendimiento	Costo Unitario	Costo parcial	
Mano de Obra					
Oficial Especializado	HS	2	\$ 8.234,22	\$	16.468,43
Oficial	HS	2	\$ 7.015,57	\$	14.031,14
Ayudante	HS	4	\$ 5.938,82	\$	23.755,27
SUB-TOTAL MANO DE OBRA				\$	54.254,84
Materiales					
Hormigon H-30	m3	1,05	\$ 209.277,48	\$	219.741,35
Acero 12mm	m	22,2	\$ 11.583,37	\$	257.408,32
Acero 16mm	m	33,3	\$ 12.603,37	\$	419.692,36
Alambre N°14	kg	0,6	\$ 3.574,79	\$	2.144,87
Punta Paris 1" 30kg (363-231-025-1)	kg	1	\$ 4.280,88	\$	4.280,88
Madera pino 1"x5"	m2	0,93	\$ 2.674,29	\$	2.496,00
SUB-TOTAL MATERIALES				\$	905.763,79
Equipos					
Regla Vibradora	HS	0,6	\$ 1.878,57	\$	1.127,14
Aserradora de Junta	HS	0,6	\$ 1.026,41	\$	615,85
Soldadura eléctrica	HS	0,8	\$ 927,38	\$	741,90
Grupo electrógeno 30 kva	HS	0,8	\$ 16.510,24	\$	13.208,19
Motobomba con manguera	HS	0,8	\$ 1.920,20	\$	1.536,16
SUB-TOTAL EQUIPOS				\$	17.229,24
COSTO DIRECTO				\$	977.247,88
COEFICIENTE RESUMEN					1,61
PRECIO UNITARIO				\$	1.577.737,38

TRABAJO FINAL DE CARRERA
DISEÑO Y CALCULO DE PUENTE VIGA SOBRE ARROYO COLORADO
CAÑETE VILLAMAYOR, LUIS - HUICI, SANTIAGO

martes, 15 de octubre de 2024

PLANILLA DE EQUIPOS

RUBRO	Hormigon H-30 in situ	ITEM	2.3	UNIDAD	m3
Descripcion	Para Vigas secundarias				
Designación	Unidad	Rendimiento	Costo Unitario	Costo parcial	
Mano de Obra					
Oficial Especializado	HS	2	\$ 8.234,22	\$	16.468,43
Oficial	HS	2	\$ 7.015,57	\$	14.031,14
Ayudante	HS	4	\$ 5.938,82	\$	23.755,27
SUB-TOTAL MANO DE OBRA				\$	54.254,84
Materiales					
Hormigon H-30	m3	1,05	\$ 209.277,48	\$	219.741,35
Acero 8mm	m	20,83	\$ 10.741,87	\$	223.789,05
Acero 12mm	m	25,00	\$ 11.583,37	\$	289.584,36
Acero 20mm	m	21,43	\$ 14.031,37	\$	300.672,31
Alambre N°14	kg	0,6	\$ 3.574,79	\$	2.144,87
Punta Paris 1" 30kg (363-231-025-1)	kg	1	\$ 4.280,88	\$	4.280,88
Madera pino 1"x5"	m2	18,15	\$ 2.674,29	\$	48.544,18
SUB-TOTAL MATERIALES				\$	1.088.757,00
Equipos					
Regla Vibradora	HS	0,6	\$ 1.878,57	\$	1.127,14
Soldadura electrica	HS	0,8	\$ 927,38	\$	741,90
Grupo electrógeno 30 kva	HS	0,8	\$ 16.510,24	\$	13.208,19
Motobomba con manguera	HS	0,8	\$ 1.920,20	\$	1.536,16
SUB-TOTAL EQUIPOS				\$	16.613,40
COSTO DIRECTO				\$	1.159.625,24
COEFICIENTE RESUMEN					1,61
PRECIO UNITARIO				\$	1.872.180,15

TRABAJO FINAL DE CARRERA

DISEÑO Y CALCULO DE PUENTE VIGA SOBRE ARROYO COLORADO

CAÑETE VILLAMAYOR, LUIS - HUICI, SANTIAGO

martes, 15 de octubre de 2024

PLANILLA DE EQUIPOS

RUBRO	Para Estribos	ITEM	2.4.1	UNIDAD	m3
Descripcion	Para Cabezal de pilotes				
Designación	Unidad	Rendimiento	Costo Unitario	Costo parcial	
Mano de Obra					
Oficial Especializado	HS	2	\$ 8.234,22	\$ 16.468,43	
Oficial	HS	2	\$ 7.015,57	\$ 14.031,14	
Ayudante	HS	4	\$ 5.938,82	\$ 23.755,27	
SUB-TOTAL MANO DE OBRA				\$ 54.254,84	
Materiales					
Hormigon H-30	m3	1,05	\$ 209.277,48	\$ 219.741,35	
Acero 20mm	m	21,81	\$ 14.031,37	\$ 306.011,88	
Acero 25mm	m	6,40	\$ 16.984,27	\$ 108.728,39	
Alambre N°14	kg	0,6	\$ 3.574,79	\$ 2.144,87	
Punta Paris 1" 30kg (363-231-025-1)	kg	1	\$ 4.280,88	\$ 4.280,88	
Madera pino 1"x5"	m2	2,04	\$ 2.674,29	\$ 5.453,32	
SUB-TOTAL MATERIALES				\$ 646.360,70	
Equipos					
Camión con Hidrogrua	HS	0,8	\$ 32.889,98	\$ 26.311,98	
Soldadura electrica	HS	0,8	\$ 927,38	\$ 741,90	
Grupo electrógeno 30 kva	HS	0,8	\$ 16.510,24	\$ 13.208,19	
Motobomba con manguera	HS	0,8	\$ 1.920,20	\$ 1.536,16	
SUB-TOTAL EQUIPOS				\$ 41.798,24	
COSTO DIRECTO				\$ 742.413,78	
COEFICIENTE RESUMEN				1,61	
PRECIO UNITARIO				\$ 1.198.604,77	

TRABAJO FINAL DE CARRERA

DISEÑO Y CALCULO DE PUENTE VIGA SOBRE ARROYO COLORADO

CAÑETE VILLAMAYOR, LUIS - HUICI, SANTIAGO

martes, 15 de octubre de 2024

PLANILLA DE EQUIPOS

RUBRO	Para Estribos	ITEM	2.4.2	UNIDAD		m3
Descripcion	Para Pantalla inferior					
Designación	Unidad	Rendimiento	Costo Unitario		Costo parcial	
Mano de Obra						
Oficial Especializado	HS	2	\$	8.234,22	\$	16.468,43
Oficial	HS	2	\$	7.015,57	\$	14.031,14
Ayudante	HS	4	\$	5.938,82	\$	23.755,27
SUB-TOTAL MANO DE OBRA					\$	54.254,84
Materiales						
Hormigon H-30	m3	1,05	\$	209.277,48	\$	219.741,35
Acero 10mm	m	33,33	\$	11.217,19	\$	373.906,48
Acero 16mm	m	44,44	\$	12.603,37	\$	560.149,97
Alambre N°14	kg	0,6	\$	3.574,79	\$	2.144,87
Punta Paris 1" 30kg (363-231-025-1)	kg	1	\$	4.280,88	\$	4.280,88
Madera pino 1"x5"	m2	10,97	\$	2.674,29	\$	29.342,26
SUB-TOTAL MATERIALES					\$	1.189.565,81
Equipos						
Camión con Hidrogrua	HS	0,8	\$	32.889,98	\$	26.311,98
Soldadura electrica	HS	0,8	\$	927,38	\$	741,90
Grupo electrógeno 30 kva	HS	0,8	\$	16.510,24	\$	13.208,19
Motobomba con manguera	HS	0,8	\$	1.920,20	\$	1.536,16
SUB-TOTAL EQUIPOS					\$	41.798,24
COSTO DIRECTO					\$	1.285.618,89
COEFICIENTE RESUMEN						1,61
PRECIO UNITARIO					\$	2.075.593,13

TRABAJO FINAL DE CARRERA

DISEÑO Y CALCULO DE PUENTE VIGA SOBRE ARROYO COLORADO

CAÑETE VILLAMAYOR, LUIS - HUICI, SANTIAGO

martes, 15 de octubre de 2024

PLANILLA DE EQUIPOS

RUBRO	Para Estribos	ITEM	2.4.3	UNIDAD	m3
Descripcion	Para Contrafuerte				
Designación	Unidad	Rendimiento	Costo Unitario	Costo parcial	
Mano de Obra					
Oficial Especializado	HS	2	\$ 8.234,22	\$	16.468,43
Oficial	HS	2	\$ 7.015,57	\$	14.031,14
Ayudante	HS	4	\$ 5.938,82	\$	23.755,27
SUB-TOTAL MANO DE OBRA				\$	54.254,84
Materiales					
Hormigon H-30	m3	1,05	\$ 209.277,48	\$	219.741,35
Acero 8mm	m	34,9	\$ 10.741,87	\$	375.113,07
Acero 12mm	m	31,7	\$ 11.583,37	\$	367.726,17
Acero 20mm	m	38,1	\$ 14.031,37	\$	534.528,54
Alambre N°14	kg	0,6	\$ 3.574,79	\$	2.144,87
Punta Paris 1" 30kg	kg	1	\$ 3.574,79	\$	3.574,79
Madera pino 1"x5"	m2	2,60	\$ 2.674,29	\$	17.997,65
SUB-TOTAL MATERIALES				\$	1.520.826,45
Equipos					
Camión con Hidrogrua	HS	0,8	\$ 32.889,98	\$	26.311,98
Soldadura electrica	HS	0,8	\$ 927,38	\$	741,90
Grupo electrógeno 30 kva	HS	0,8	\$ 16.510,24	\$	13.208,19
Motobomba con manguera	HS	0,8	\$ 1.920,20	\$	1.536,16
SUB-TOTAL EQUIPOS				\$	41.798,24
COSTO DIRECTO				\$	1.616.879,53
COEFICIENTE RESUMEN					1,61
PRECIO UNITARIO				\$	2.610.403,49

TRABAJO FINAL DE CARRERA
DISEÑO Y CALCULO DE PUENTE VIGA SOBRE ARROYO COLORADO
CAÑETE VILLAMAYOR, LUIS - HUICI, SANTIAGO

martes, 15 de octubre de 2024

PLANILLA DE EQUIPOS

RUBRO	Para Estribos	ITEM	2.4.4	UNIDAD	m3
Descripcion	Para Pantalla superior				
Designación	Unidad	Rendimiento	Costo Unitario	Costo parcial	
Mano de Obra					
Oficial Especializado	HS	2	\$ 8.234,22	\$	16.468,43
Oficial	HS	2	\$ 7.015,57	\$	14.031,14
Ayudante	HS	4	\$ 5.938,82	\$	23.755,27
SUB-TOTAL MANO DE OBRA				\$	54.254,84
Materiales					
Hormigon H-30	m3	1,05	\$ 209.277,48	\$	219.741,35
Acero 10mm	m	20	\$ 11.217,19	\$	224.343,89
Acero 16mm	m	26,7	\$ 12.603,37	\$	336.089,98
Alambre N°14	kg	0,6	\$ 3.574,79	\$	2.144,87
Punta Paris 1" 30kg (363-231-025-1)	kg	1	\$ 4.280,88	\$	4.280,88
Madera pino 1"x5"	m2	13,3	\$ 2.674,29	\$	35.657,17
SUB-TOTAL MATERIALES				\$	822.258,15
Equipos					
Camión con Hidrofugo	HS	0,8	\$ 32.889,98	\$	26.311,98
Soldadura electrica	HS	0,8	\$ 927,38	\$	741,90
Grupo electrógeno 30 kva	HS	0,8	\$ 16.510,24	\$	13.208,19
Motobomba con manguera	HS	0,8	\$ 1.920,20	\$	1.536,16
SUB-TOTAL EQUIPOS				\$	41.798,24
COSTO DIRECTO				\$	918.311,22
COEFICIENTE RESUMEN					1,61
PRECIO UNITARIO				\$	1.482.585,92

TRABAJO FINAL DE CARRERA
DISEÑO Y CALCULO DE PUENTE VIGA SOBRE ARROYO COLORADO
CAÑETE VILLAMAYOR, LUIS - HUICI, SANTIAGO

martes, 15 de octubre de 2024

PLANILLA DE EQUIPOS

RUBRO	Para Estribos	ITEM	2.4.5	UNIDAD	m3
Descripcion	Para Contrafuerte posterior				
Designación	Unidad	Rendimiento	Costo Unitario	Costo parcial	
Mano de Obra					
Oficial Especializado	HS	2	\$ 8.234,22	\$ 16.468,43	
Oficial	HS	2	\$ 7.015,57	\$ 14.031,14	
Ayudante	HS	4	\$ 5.938,82	\$ 23.755,27	
SUB-TOTAL MANO DE OBRA				\$ 54.254,84	
Materiales					
Hormigon H-30	m3	1,05	\$ 209.277,48	\$ 219.741,35	
Acero 8mm	m	73,8	\$ 10.741,87	\$ 792.750,32	
Acero 20mm	m	49,2	\$ 14.031,37	\$ 690.343,62	
Alambre N°14	kg	0,6	\$ 3.574,79	\$ 2.144,87	
Punta Paris 1" 30kg (363-231-025-1)	kg	1	\$ 4.280,88	\$ 4.280,88	
Madera pino 1"x5"	m2	12,77	\$ 2.674,29	\$ 34.160,72	
SUB-TOTAL MATERIALES				\$ 1.743.421,76	
Equipos					
Camión con Hidrofugo	HS	0,8	\$ 32.889,98	\$ 26.311,98	
Soldadura electrica	HS	0,8	\$ 927,38	\$ 741,90	
Grupo electrógeno 30 kva	HS	0,8	\$ 16.510,24	\$ 13.208,19	
Motobomba con manguera	HS	0,8	\$ 1.920,20	\$ 1.536,16	
SUB-TOTAL EQUIPOS				\$ 41.798,24	
COSTO DIRECTO				\$ 1.839.474,84	
COEFICIENTE RESUMEN				1,61	
PRECIO UNITARIO				\$ 2.969.776,94	

TRABAJO FINAL DE CARRERA
DISEÑO Y CALCULO DE PUENTE VIGA SOBRE ARROYO COLORADO
CAÑETE VILLAMAYOR, LUIS - HUICI, SANTIAGO

martes, 15 de octubre de 2024

PLANILLA DE EQUIPOS

RUBRO Descripcion	Para Estribos Para Muro de ala	ITEM	2.4.6	UNIDAD	m3
Designación	Unidad	Rendimiento	Costo Unitario	Costo parcial	
Mano de Obra					
Oficial Especializado	HS	2	\$ 8.234,22	\$ 16.468,43	
Oficial	HS	2	\$ 7.015,57	\$ 14.031,14	
Ayudante	HS	4	\$ 5.938,82	\$ 23.755,27	
SUB-TOTAL MANO DE OBRA				\$ 54.254,84	
Materiales					
Hormigon H-30	m3	1,05	\$ 209.277,48	\$ 219.741,35	
Acero 10mm	m	42,3	\$ 11.217,19	\$ 474.519,42	
Acero 12mm	m	26,7	\$ 11.583,37	\$ 308.889,98	
Acero 16mm	m	20,0	\$ 12.603,37	\$ 252.067,49	
Alambre N°14	kg	0,6	\$ 3.574,79	\$ 2.144,87	
Punta Paris 1" 30kg (363-231-025-1)	kg	1	\$ 4.280,88	\$ 4.280,88	
Madera pino 1"x5"	m2	25,8	\$ 4.280,88	\$ 110.517,10	
SUB-TOTAL MATERIALES				\$ 1.372.161,09	
Equipos					
Camión con Hidrofugo	HS	0,8	\$ 32.889,98	\$ 26.311,98	
Soldadura electrica	HS	0,8	\$ 927,38	\$ 741,90	
Grupo electrógeno 30 kva	HS	0,8	\$ 16.510,24	\$ 13.208,19	
Motobomba con manguera	HS	0,8	\$ 1.920,20	\$ 1.536,16	
SUB-TOTAL EQUIPOS				\$ 41.798,24	
COSTO DIRECTO				\$ 1.468.214,17	
COEFICIENTE RESUMEN				1,61	
PRECIO UNITARIO				\$ 2.370.387,73	

TRABAJO FINAL DE CARRERA
DISEÑO Y CALCULO DE PUENTE VIGA SOBRE ARROYO COLORADO
CAÑETE VILLAMAYOR, LUIS - HUICI, SANTIAGO

martes, 15 de octubre de 2024

PLANILLA DE EQUIPOS

RUBRO	Para Fundaciones	ITEM	2.5.1	UNIDAD	m3
Descripcion	Para Pilotes				
Designacion	Unidad	Rendimiento	Costo Unitario	Costo parcial	
Mano de Obra					
Oficial Especializado	HS	2	\$ 8.234,22	\$ 16.468,43	
Oficial	HS	2	\$ 7.015,57	\$ 14.031,14	
Ayudante	HS	4	\$ 5.938,82	\$ 23.755,27	
SUB-TOTAL MANO DE OBRA				\$ 54.254,84	
Materiales					
Hormigon H-30	m3	1,05	\$ 209.277,48	\$ 219.741,35	
Acero 10mm	m	39,51	\$ 11.217,19	\$ 443.148,42	
Acero 20mm	m	17,29	\$ 14.031,37	\$ 242.615,19	
Alambre N°14	kg	0,6	\$ 3.574,79	\$ 2.144,87	
Bentonita sodica natural molida	tn	0,05	\$ 154.525,04	\$ 7.726,25	
SUB-TOTAL MATERIALES				\$ 915.376,09	
Equipos					
Camion con Hidrogrua	HS	0,8	\$ 32.889,98	\$ 26.311,98	
Soldadura electrica	HS	0,8	\$ 927,38	\$ 741,90	
Grupo electrogeno 30 kva	HS	0,8	\$ 16.510,24	\$ 13.208,19	
Motobomba con manguera	HS	0,8	\$ 1.920,20	\$ 1.536,16	
SUB-TOTAL EQUIPOS				\$ 41.798,24	
COSTO DIRECTO				\$ 1.011.429,17	
COEFICIENTE RESUMEN				1,61	
PRECIO UNITARIO				\$ 1.632.922,05	

TRABAJO FINAL DE CARRERA

DISEÑO Y CALCULO DE PUENTE VIGA SOBRE ARROYO COLORADO

CAÑETE VILLAMAYOR, LUIS - HUICI, SANTIAGO

martes, 15 de octubre de 2024

ANALISIS DE PRECIOS

RUBRO Elementos prefabricados **ITEM** 3.1 **UNIDAD** Un
Descripción Viga principal

Designación	Unidad	Rendimiento	Costo Unitario	Costo parcial
-------------	--------	-------------	----------------	---------------

Mano de Obra

Oficial Especializado	HS	1,5	\$ 8.234,22	\$ 12.351,32
Ayudante	HS	3,5	\$ 5.938,82	\$ 20.785,86

SUB-TOTAL MANO DE OBRA \$ 33.137,19

Materiales

Viga principal H-35 L=30m	Un	1	\$ 28.753.051,41	\$ 28.753.051,41
---------------------------	----	---	------------------	------------------

SUB-TOTAL MATERIALES \$ 28.753.051,41

Equipos

SUB-TOTAL EQUIPOS \$ -

COSTO DIRECTO \$ 28.786.188,60

COEFICIENTE RESUMEN 1,61

PRECIO UNITARIO \$ 46.474.437,91

TRABAJO FINAL DE CARRERA

DISEÑO Y CALCULO DE PUENTE VIGA SOBRE ARROYO COLORADO

CAÑETE VILLAMAYOR, LUIS - HUICI, SANTIAGO

martes, 15 de octubre de 2024

ANALISIS DE PRECIOS

RUBRO	Elementos prefabricados	ITEM	3.2	UNIDAD	m2
Descripción	Prelosa prefabricada H-30				

Designación	Unidad	Rendimiento	Costo Unitario	Costo parcial
-------------	--------	-------------	----------------	---------------

Mano de Obra

Oficial Especializado	HS	2	\$ 8.234,22	\$ 16.468,43
Ayudante	HS	4	\$ 5.938,82	\$ 23.755,27

SUB-TOTAL MANO DE OBRA \$ 40.223,70

Materiales

Prelosa prefabricada H-30	m2	1,05	\$ 111.953,35	\$ 117.551,02
---------------------------	----	------	---------------	---------------

SUB-TOTAL MATERIALES \$ 117.551,02

Equipos

Camión con Hidrogrua	HS	0,5	\$ 32.889,98	\$ 16.444,99
----------------------	----	-----	--------------	--------------

SUB-TOTAL EQUIPOS \$ 16.444,99

COSTO DIRECTO \$ 174.219,71

**COEFICIENTE
RESUMEN 1,61**

PRECIO UNITARIO \$ 281.272,50

TRABAJO FINAL DE CARRERA

DISEÑO Y CALCULO DE PUENTE VIGA SOBRE ARROYO COLORADO

CAÑETE VILLAMAYOR, LUIS - HUICI, SANTIAGO

martes, 15 de octubre de 2024

ANALISIS DE PRECIOS

RUBRO	Elementos prefabricados	ITEM	3.3	UNIDAD	m
Descripción	Defensa New Jersey				
Designación	Unidad	Rendimiento	Costo Unitario	Costo parcial	
Mano de Obra					
Oficial Especializado	HS	2	\$ 8.234,22	\$ 16.468,43	
Ayudante	HS	4	\$ 5.938,82	\$ 23.755,27	
SUB-TOTAL MANO DE OBRA				\$ 40.223,70	
Materiales					
Defensa New Jersey	m	1,05	\$ 23.552,00	\$ 24.729,60	
SUB-TOTAL MATERIALES				\$ 24.729,60	
Equipos					
Camión con Hidrogrua	HS	0,5	\$ 32.889,98	\$ 16.444,99	
SUB-TOTAL EQUIPOS				\$ 16.444,99	
				COSTO DIRECTO	\$ 81.398,29
				COEFICIENTE RESUMEN	1,61
				PRECIO UNITARIO	\$ 131.415,10

TRABAJO FINAL DE CARRERA
DISEÑO Y CALCULO DE PUENTE VIGA SOBRE ARROYO COLORADO
CAÑETE VILLAMAYOR, LUIS - HUICI, SANTIAGO

martes, 15 de octubre de 2024

ANALISIS DE PRECIOS

RUBRO	Dispositivos de apoyo	ITEM	4.1	UNIDAD	Un
Descripción	Neopreno armado				
Designación	Unidad	Rendimiento	Costo Unitario	Costo parcial	
Mano de Obra					
Oficial Especializado	HS	0,1	\$ 8.234,22	\$ 823,42	
SUB-TOTAL MANO DE OBRA				\$ 823,42	
Materiales					
Neopreno armado	Un	1	\$ 20.908,23	\$ 20.908,23	
SUB-TOTAL MATERIALES				\$ 20.908,23	
Equipos					
SUB-TOTAL EQUIPOS				\$ -	
				COSTO DIRECTO	\$ 21.731,65
				COEFICIENTE RESUMEN	1,61
				PRECIO UNITARIO	\$ 35.085,10

TRABAJO FINAL DE CARRERA
DISEÑO Y CALCULO DE PUENTE VIGA SOBRE ARROYO COLORADO
CAÑETE VILLAMAYOR, LUIS - HUICI, SANTIAGO

martes, 15 de octubre de 2024

ANALISIS DE PRECIOS

RUBRO	Dispositivos de apoyo	ITEM	4.2	UNIDAD	m3
Descripción	Dados de Hormigón				
Designación	Unidad	Rendimiento	Costo Unitario	Costo parcial	
Mano de Obra					
Oficial	HS	2	\$ 7.015,57	\$ 14.031,14	
Ayudante	HS	4	\$ 5.938,82	\$ 23.755,27	
SUB-TOTAL MANO DE OBRA				\$ 37.786,41	
Materiales					
Hormigón H30	m3	1,05	\$ 209.277,48	\$ 219.741,35	
Alambre N°14	kg	0,6	\$ 3.574,79	\$ 2.144,87	
Punta Paris 1" 30kg (363-231-025-1)	kg	1	\$ 4.280,88	\$ 4.280,88	
Madera pino 1"x5"	m2	4,7	\$ 2.674,29	\$ 12.569,15	
SUB-TOTAL MATERIALES				\$ 238.736,26	
Equipos					
Vibrocompactador	HS	1,2	\$ 37.678,87	\$ 45.214,64	
SUB-TOTAL EQUIPOS				\$ 45.214,64	
COSTO DIRECTO				\$ 321.737,31	
COEFICIENTE RESUMEN				1,61	
PRECIO UNITARIO				\$ 519.435,23	

TRABAJO FINAL DE CARRERA

DISEÑO Y CALCULO DE PUENTE VIGA SOBRE ARROYO COLORADO

CAÑETE VILLAMAYOR, LUIS - HUICI, SANTIAGO

martes, 15 de octubre de 2024

ANALISIS DE PRECIOS

RUBRO	Carpeta de asfalto	ITEM	5.1	UNIDAD	m3
Descripción	Carpeta de asfalto				
Designación	Unidad	Rendimiento	Costo Unitario		Costo parcial
Mano de Obra					
Oficial Especializado	HS	0,04	\$	8.234,22	\$ 329,37
Oficial	HS	0,03	\$	7.015,57	\$ 210,47
Ayudante	HS	0,03	\$	5.938,82	\$ 178,16
SUB-TOTAL MANO DE OBRA					\$ 388,63
Materiales					
Asfalto 50-60	m3	0,04	\$	985.000,00	\$ 39.400,00
Piedra 0-6	Un	0,03	\$	34.880,33	\$ 1.046,41
Piedra 6-19	Un	0,01	\$	35.037,83	\$ 350,38
Arena	Un	0,01	\$	30.025,89	\$ 300,26
SUB-TOTAL MATERIALES					\$ 41.097,05
Equipos					
Grupo Electrónico 30Kva	HS	0,1	\$	16.510,24	\$ 1.651,02
Terminadora asfáltica	HS	0,01	\$	9.069,86	\$ 90,70
Rodillo neumático autopropulsado	HS	0,01	\$	27.282,77	\$ 272,83
Cargador Frontal	HS	0,01	\$	24.459,96	\$ 244,60
Camión con Batea	HS	0,02	\$	51.060,91	\$ 1.021,22
Camión regador de agua	HS	0,01	\$	29.466,50	\$ 294,66
SUB-TOTAL EQUIPOS					\$ 3.575,03
COSTO DIRECTO					\$ 45.060,71
COEFICIENTE RESUMEN					1,61
PRECIO UNITARIO					\$ 72.749,17

TRABAJO FINAL DE CARRERA

DISEÑO Y CALCULO DE PUENTE VIGA SOBRE ARROYO COLORADO

CAÑETE VILLAMAYOR, LUIS - HUICI, SANTIAGO

martes, 15 de octubre de 2024

ANALISIS DE PRECIOS

RUBRO	Auxiliares	ITEM	6.1	UNIDAD	m
Descripción	Barandas				
Designación	Unidad	Rendimiento	Costo Unitario		Costo parcial
Mano de Obra					
Oficial	HS	1	\$	7.015,57	\$ 7.015,57
Ayudante	HS	2	\$	5.938,82	\$ 11.877,64
SUB-TOTAL MANO DE OBRA					\$ 18.893,20
Materiales					
Baranda Flex beam	m	1,05	\$	143.743,43	\$ 150.930,60
SUB-TOTAL MATERIALES					\$ 150.930,60
Equipos					
SUB-TOTAL EQUIPOS					\$ -
COSTO DIRECTO					\$ 169.823,80
COEFICIENTE RESUMEN					1,61
PRECIO UNITARIO					\$ 274.175,44

TRABAJO FINAL DE CARRERA

DISEÑO Y CALCULO DE PUENTE VIGA SOBRE ARROYO COLORADO

CAÑETE VILLAMAYOR, LUIS - HUICI, SANTIAGO

martes, 15 de octubre de 2024

ANALISIS DE PRECIOS

RUBRO	Auxiliares	ITEM	6.2	UNIDAD	m
Descripción	Desagüe				
Designación	Unidad	Rendimiento	Costo Unitario	Costo parcial	
Mano de Obra					
Oficial	HS	1	\$ 7.015,57	\$ 7.015,57	
Ayudante	HS	2	\$ 5.938,82	\$ 11.877,64	
SUB-TOTAL MANO DE OBRA				\$ 18.893,20	
Materiales					
Caño de H°G° D=100 mm, e=4mm	m	1,05	\$ 6.492,55	\$ 6.817,17	
SUB-TOTAL MATERIALES				\$ 6.817,17	
Equipos					
SUB-TOTAL EQUIPOS				\$ -	
COSTO DIRECTO				\$ 25.710,38	
COEFICIENTE RESUMEN				1,61	
PRECIO UNITARIO				\$ 41.508,63	

CAPITULO VIII.

8. RECOMENDACIONES FINALES

Debido al alcance a nivel de anteproyecto que se realiza el trabajo, existen algunas cuestiones que deben considerarse para realizar el proyecto ejecutivo.

- Realizar los estudios geotécnicos sobre el lecho del arroyo, de manera de trabajar con el perfil de suelo del lugar donde se emplazará el puente. En caso de variar respecto al perfil utilizado se deberá recalcular las fundaciones.
- Conformación de curvas de nivel equidistantes cada 0,5m. De manera de definir mejor los límites de la cuenca y armar las curvas de cota-almacenamiento-caudal en las zonas de anegamiento para un estudio hidrológico más preciso.
- Retiro de puente existente y lugar de acopio de los materiales.
- Construcción del puente en épocas de sequía, para la región se encontraría entre los meses de mayo a octubre.
- Construcción de atagüa como terraplén de defensa y a su vez desvió de camino para no interrumpir el tránsito de la zona.
- Conformación de obrador en la zona de proyecto para construcción de las vigas postesadas, contemplando la distancia de transporte.
- Realizar el estudio ambiental del impacto de la obra.
- Resolver cuestiones de liberación de traza de infraestructura existente y asegurar la continuidad de los servicios durante la obra.

CAPÍTULO IX.

9. BIBLIOGRAFIA.

- Administración General de Vialidad Nacional Argentina** (1952). *Bases para el cálculo de puentes de hormigón armado*. Administración General de Vialidad Nacional Argentina.
- ACI 224R-01**. Control of cracking in concrete structures. Estados Unidos: American Concrete Institute. 2001.
- Alegre, E. H. L. y Peichoto, F. L.** (2022). Diseño y cálculo del anteproyecto del Puente Bernago sobre Río Negro. Universidad Nacional del Nordeste.
- American Association of State Highway and Transportation Officials** (1979). *Carta para la selección del tiempo de recurrencia para diseño*. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- American Association of State Highway and Transportation Officials** (2012). *Especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD 2012*. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Asociación Argentina de Hormigón Pretensado** (1973). Norma para la tipificación de vigas de hormigón pretensado pre moldeadas para puentes carreteros. AAHP.
- Bruniard, E.** (1987). Atlas geográfico de la Provincia del Chaco: el medio natural. *Geográfica. Revista del Instituto de Geografía*, 5, 1-27.
- Chow, V., Maidment, D. y Mays, L.** (1993). *Hidrología aplicada*. McGraw-Hill.
- CIRSOC 201**. Reglamento argentino de estructuras de hormigón. Buenos Aires, Argentina: Instituto Nacional de Tecnología Industrial; Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles, 2005.
- CIRSOC 201**. Ejemplos de aplicación del reglamento argentino de estructuras de hormigón. Buenos Aires, Argentina: Instituto Nacional de Tecnología Industrial; Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles, 2005.
- CIRSOC 308**. Reglamento argentino de estructuras livianas para edificios con barras de acero de sección circular. Buenos Aires, Argentina: Instituto Nacional de Tecnología Industrial; Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles, 2007.
- Das, Braja M.** (2001). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. Thomson Learning.
- Insaurralde, D. N. y Mourglia, E. O.** (2021). *Pavimentación y adecuación hidráulica Ruta Provincial Nº 57 tramo: empalme calle San Luis (Fontana) - empalme calle Capitán Solari (Puerto Tirol)*. [Trabajo Final de Grado, Universidad Nacional del Nordeste].
- Leonhardt, F.** (1986). Estructuras de hormigón armado: casos especiales del dimensionado de estructuras de hormigón armado. El Ateneo. 2
- Leonhardt, F.** (1988). Estructuras de hormigón armado: hormigón pretensado. El Ateneo. 5
- Ministerio de Fomento** (2000). Guía para la concepción de puentes integrales de carreteras. Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras.
- Ministerio de Fomento** (1995). Nota técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carreteras. Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras.
- Precon Ingeniería y Construcciones** (2000). Sistema de pretensado PRECON: manual técnico. PRECON.
- Portland Cement Association** (2011). Notas sobre ACI 318-02: requisitos para hormigón estructural con ejemplos de diseño. PCA.
- Propuesta de definición de la línea de ribera, vía de evacuación de inundaciones y áreas de riesgo hídrico, para el cauce y valle de inundación del río negro río regulado (2013).
- Roshdestwensky, K., Bogliotti, E. I. y Peyrano, S.** (2014). *Diseño y cálculo del anteproyecto del puente sobre río Negro en la RNN°16*. [Trabajo Final de Grado, Universidad Nacional del Nordeste].
- Ruhle, G. O.** (1967). *Normas del diseño geométrico de caminos rurales: primera parte*. Dirección Nacional de Vialidad.
- SIGMA** (2019). Estudio de suelos Sigma para puente paso a distinto nivel Puerto Tirol. SIGMA.

Terzagui, K. y Peck, R. (1980). *Mecánica de suelos en la ingeniería práctica*. El Ateneo.

Universidad Nacional del Nordeste (1999) Plan de manejo pluvial para la cuenca inferior del Río Negro dentro del área metropolitana del Gran Resistencia. Etapa II. Asociación de Apoyo a la Facultad de Ingeniería.

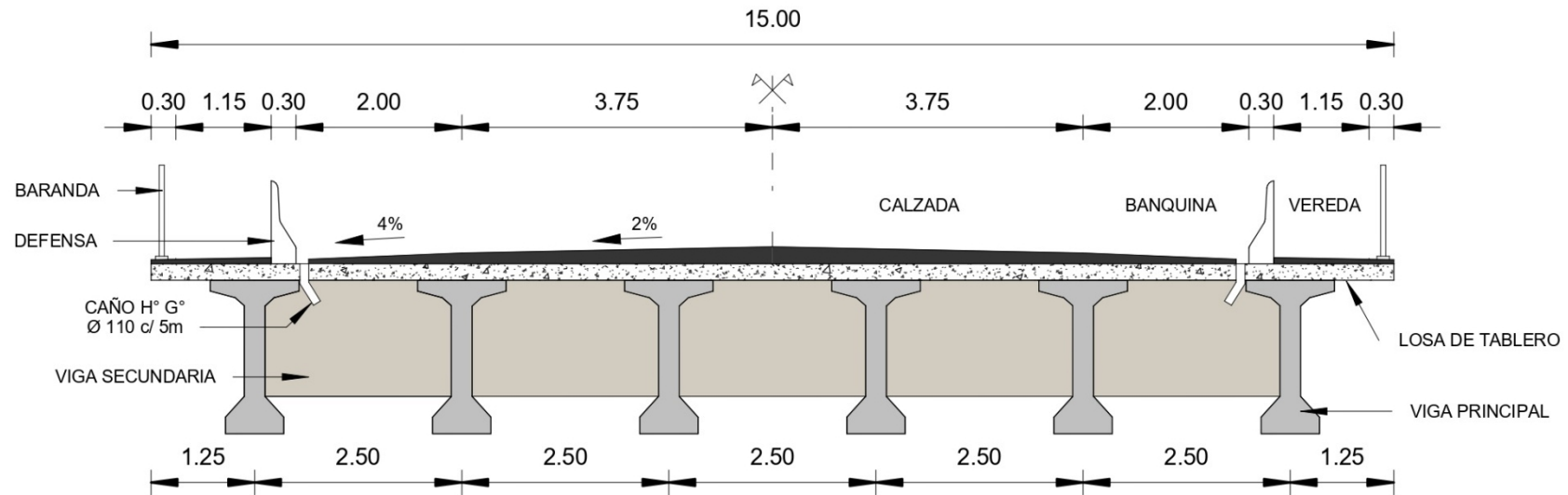
Universidad Nacional del Nordeste (1993). Estudio de crecientes. Universidad Nacional del Nordeste.

Universidad Nacional del Nordeste (2024). Apuntes de Catedra de Hormigón Armado II. Universidad Nacional del Nordeste.

CAPITULO X.

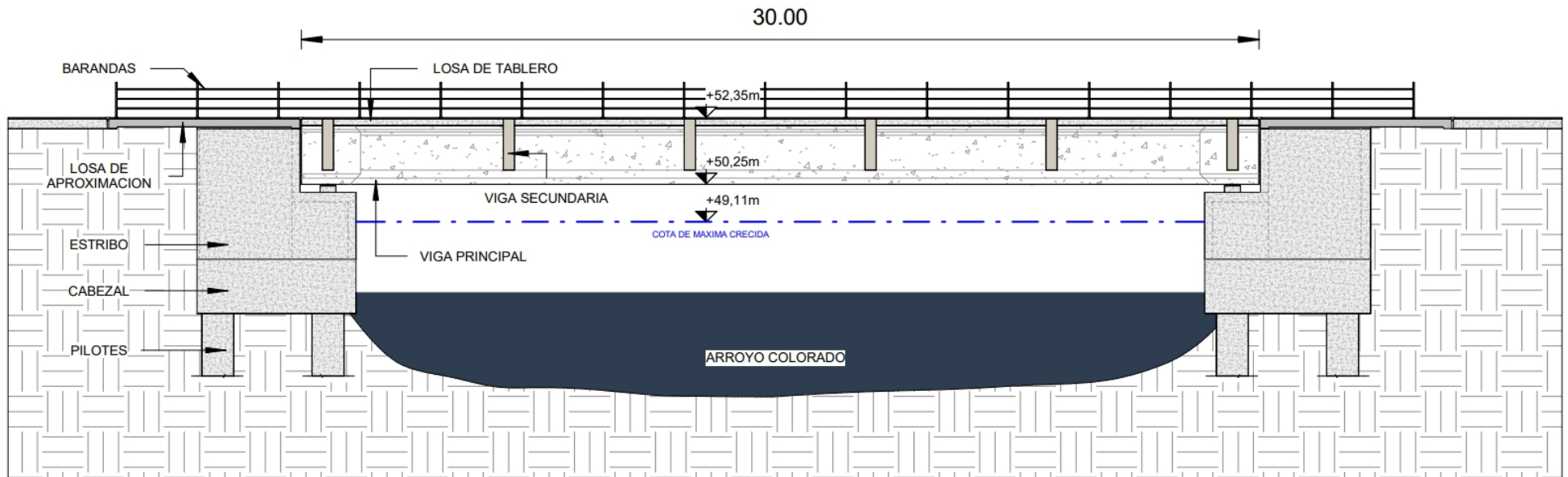
10. ANEXO.

TRABAJO FINAL DE CARRERA.
DIMENSIONAMIENTO DE PUENTE DE HORMIGON PRETENSADO SOBRE ARROYO COLORADO.

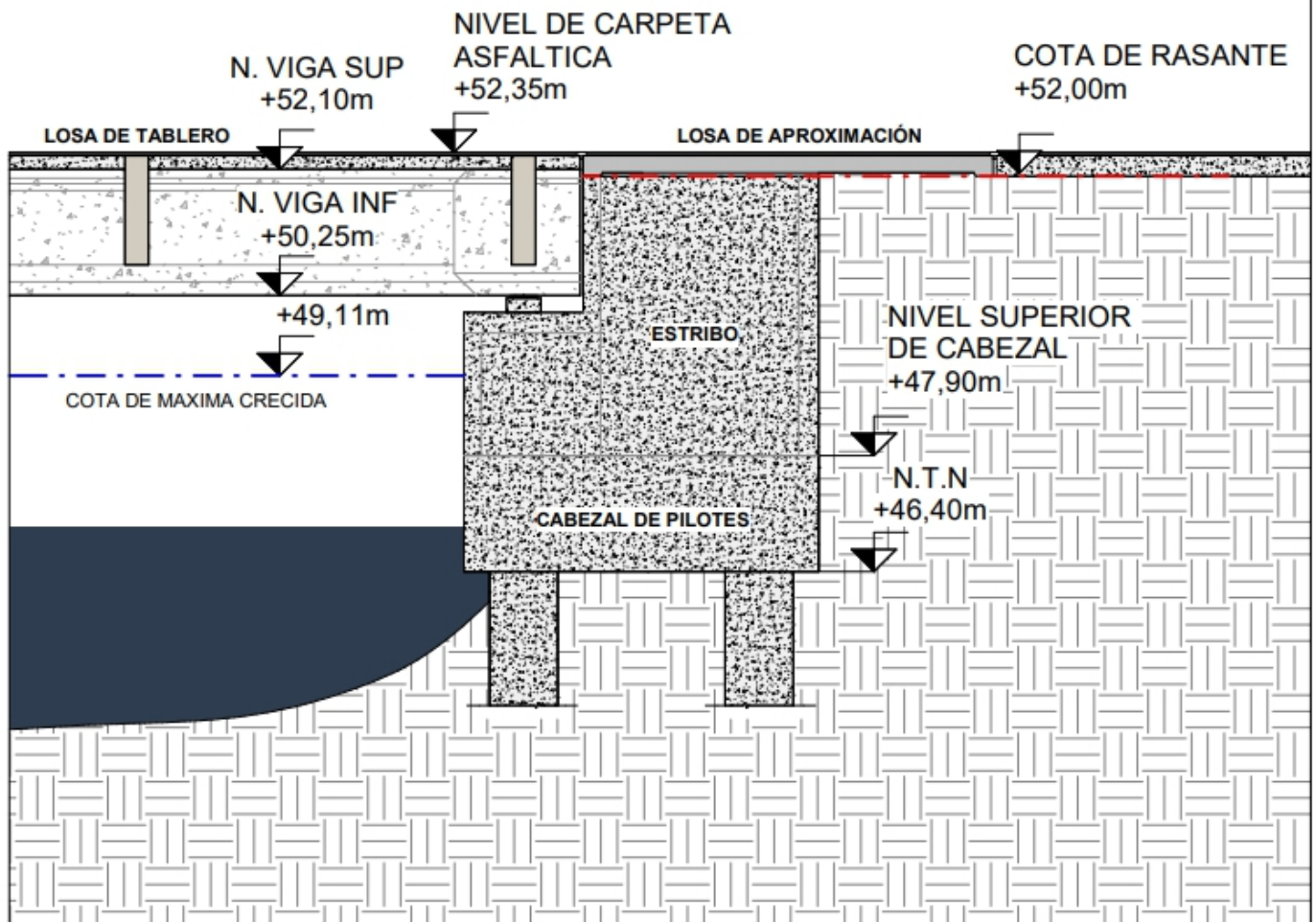


UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE - FACULTAD DE INGENIERIA	
TRABAJO FINAL DE CARRERA	
SECCION TRANSVERSAL DE PUENTE	
INTEGRANTES: CAÑETE VILLAMAYOR, LUIS	ESC 1:100
HUICI, SANTIAGO	FECHA 4/11/2024
	PLANO N°1

TRABAJO FINAL DE CARRERA.
DIMENSIONAMIENTO DE PUENTE DE HORMIGON PRETENSADO SOBRE ARROYO COLORADO.

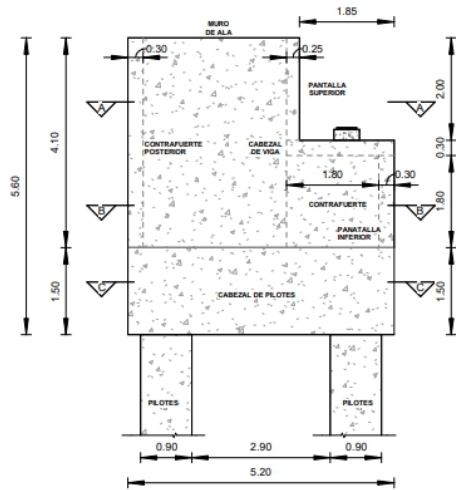


UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE - FACULTAD DE INGENIERIA	
TRABAJO FINAL DE CARRERA	
SECCION TRANSVERSAL DE PUENTE	
INTEGRANTES: CAÑETE VILLAMAYOR, LUIS	ESC 1:200
HUICI, SANTIAGO	FECHA 4/11/2024
	PLANO N°2

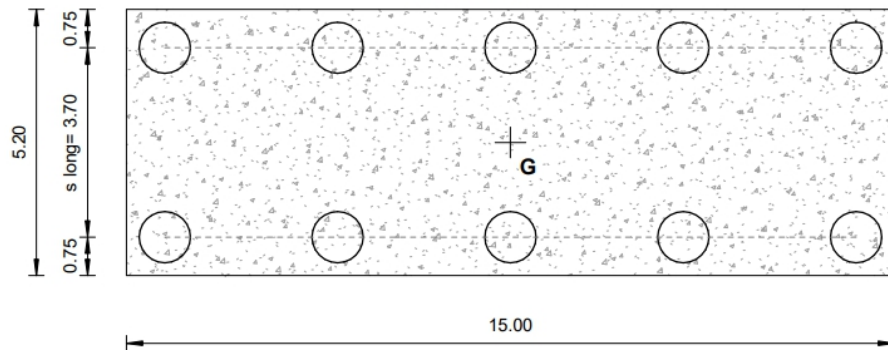


UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE - FACULTAD DE INGENIERIA	
TRABAJO FINAL DE CARRERA	
PLANO DE NIVELES	
INTEGRANTES: CAÑETE VILLAMAYOR, LUIS HUICI, SANTIAGO	ESC 1:100
	FECHA 4/11/2024
	PLANO N°3

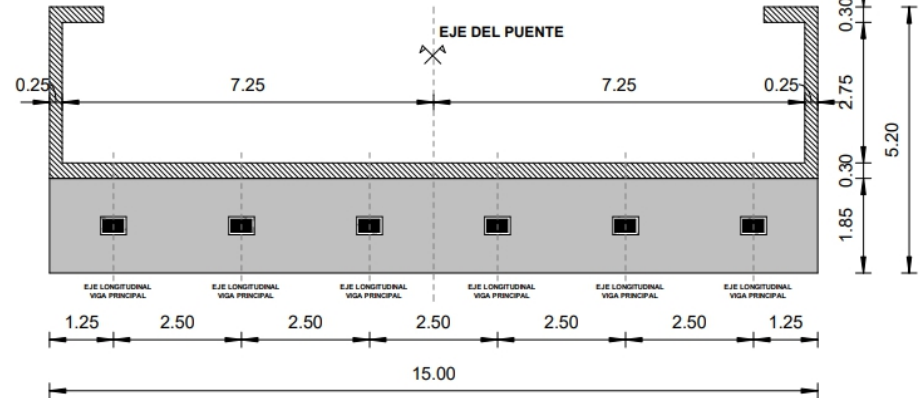
TRABAJO FINAL DE CARRERA.
DIMENSIONAMIENTO DE PUENTE DE HORMIGON PRETENSADO SOBRE ARROYO COLORADO.



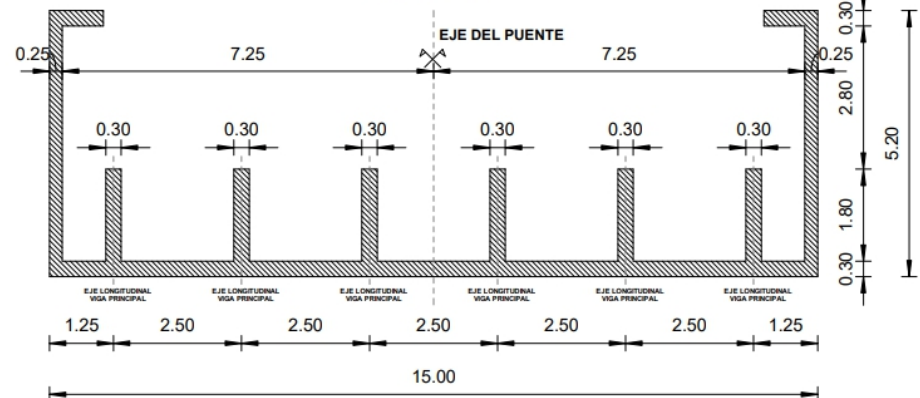
CORTE C-C



CORTE A-A



CORTE B-B



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE - FACULTAD DE INGENIERIA	
TRABAJO FINAL DE CARRERA	
PLANO GENERAL DE ESTRIBO Y APOYO	
INTEGRANTES: CAÑETE VILLAMAYOR, LUIS	ESC 1:200
HUICI, SANTIAGO	FECHA 4/11/2024
	PLANO N°4