



Universidad Nacional del
Nordeste

TRABAJO FINAL DE GRADO

Optimización de un puente de sección cajón multicelular a partir de algoritmos genéticos

Nicolás Ignacio Rivolta

Resistencia, 2023



Optimización de un puente de sección cajón multicelular a partir de algoritmos genéticos

Nicolás Ignacio Rivolta

Trabajo final de grado

Grado en Ingeniería Civil

Tutor:

Dr. Juan Manuel Podestá

Universidad Nacional del Nordeste

Facultad de Ingeniería

Resistencia, Argentina

2023

Resumen

Optimización de un puente de sección cajón multicelular a partir de algoritmos genéticos

El diseño estructural de puentes representa un proceso iterativo que requiere la formulación de un predimensionamiento para dar comienzo al proceso de cálculo. Para evitar el uso ineficiente de los materiales, se han aplicado métodos de optimización que permiten lograr estructuras seguras y al mismo tiempo económicas. Así, como objetivo central del presente trabajo, se desarrolla una herramienta computacional de optimización a partir de algoritmos genéticos con el propósito de determinar el predimensionamiento de un puente de sección cajón multicelular de hormigón postesado. Para ello, se abarcó el estudio del estado del arte de los puentes de sección cajón, una introducción a los algoritmos genéticos como método de optimización y se desarrolló un algoritmo genético en Matlab/Octave aplicado al caso de estudio. Se utilizó el CIRSOC 801 y 802 como código técnico para el análisis de cargas y verificaciones y se llevó a cabo el predimensionado mediante “métodos tradicionales” de cálculo para ser comparados con los resultados del AG.

Los operadores genéticos utilizados fueron la selección por ruleta, el cruce uniforme y de un punto, la codificación binaria y una mutación de 2%. Se eligieron 5 variables geométricas de la sección cajón multicelular a ser analizadas. El enfoque propuesto logró reducir 20% los costos en comparación a la sección obtenida mediante métodos tradicionales. Se concluye en considerar a 3 de esas variables de carácter “constructivo”, lo cual implicó una reducción máxima de las mismas por parte de la herramienta, mientras que las otras dos variables, la altura de la sección y la longitud lateral de los voladizos sí pudieron ser optimizadas. Finalmente se presentan conclusiones sobre las partes de la viga de cajón multicelular y su aplicabilidad en distintos escenarios, y se sugieren recomendaciones para futuras mejoras de la herramienta propuesta. Así, este trabajo contribuye a un mayor entendimiento de los puentes de sección cajón y al desarrollo de algoritmos genéticos en la optimización estructural.

Palabras clave: algoritmos genéticos, puentes sección cajón, optimización estructural, hormigón postesado.

Abstract

Optimization of a Multi-Cell Box Girder Bridge Using Genetic Algorithms

Nicolás Ignacio Rivolta

The structural design of bridges represents an iterative process that requires the formulation of preliminary sizing to initiate the calculation phase. To mitigate inefficient material usage, optimization methods have been applied to achieve structures that are both safe and cost-effective. Thus, the primary objective of this study is to develop a computational optimization tool using genetic algorithms to determine the preliminary sizing of a prestressed concrete multi-cell box girder bridge. The research encompassed a review of the current state-of-the-art in multi-cell box girder bridges, an introduction to genetic algorithms as an optimization method, and the implementation of a genetic algorithm in Matlab/Octave for the case study. The CIRSOC 801 and 802 codes were employed for load analysis and verifications, and preliminary sizing was conducted using "traditional methods" of calculation for comparison with the genetic algorithm (GA) results. The genetic operators employed included roulette wheel selection, uniform and single-point crossover, binary encoding, and a 2% mutation rate. Five geometric variables of the multi-cell box girder section were selected for analysis. The proposed approach achieved a 20% cost reduction compared to results obtained from traditional methods. It is concluded that three of these "constructive" variables warrant consideration for optimization, resulting in maximum reduction by the tool, whereas the remaining two variables, section height and lateral cantilever length, were successfully optimized. Conclusions are drawn regarding the components of the multi-cell box girder and their applicability in various scenarios, along with recommendations for future enhancements of the proposed tool. Thus, this work contributes to an enhanced understanding of multi-cell box girder bridges and the development of genetic algorithms in structural optimization.

Keywords: (genetic algorithms, multi-cell box girder bridges, structural optimization, prestressed concrete)

Agradecimientos

A mi madre Ana y a mi padre Daniel por apoyarme de forma incondicional durante toda mi vida e impulsarme a perseguir mis sueños y desarrollar mis ideas.

A los profesores de mi universidad que me permitieron ver el lado apasionante e interesante de la ingeniería, durante toda la carrera. En especial al Dr. Juan Manuel Podestá quien fue mi director de beca de investigación de la cual se deriva este trabajo; al Dr. Javier Mroginski quien me orientó en el desarrollo del trabajo con sus conocimientos; y al Ing. Alejandro Ruberto quien me orientó en la escritura y la estructura del trabajo.

También, a mis compañeros, amigos y conocidos que me apoyaron en todo el proceso, brindándome sus ánimos, escucha e ideas.

Finalmente, agradezco a instituciones como la Universidad Nacional de Nordeste, University of Arkansas y al Instituto Tecnológico Nacional de México, por formar parte de mi formación académica durante todos estos años.

Contenido

1	Consideraciones iniciales	23
1.1	Introducción	23
1.2	Antecedentes.....	26
1.2.1	Diseño de la viga tipo cajón.....	26
1.2.2	Algoritmos genéticos en la ingeniería estructural	28
1.2.3	Algoritmos genéticos y la viga tipo cajón	29
1.3	Fundamentos	32
1.3.1	Objetivos	34
1.4	Metodología.....	34
1.4.1	Métodos tradicionales de predimensionamiento de viga cajón	34
1.4.2	Algoritmos Genéticos (AG)	36
2	Estado del arte de la sección cajón	39
2.1	La sección cajón	39
2.1.1	Losa superior.....	40
2.1.2	Almas	41
2.1.3	Losa inferior	42
2.1.4	Ventajas	43
2.2	Vinculación longitudinal.....	44
2.2.1	Esquemas del cable postesado	44
2.2.2	Morfología longitudinal	48
2.3	Tipos de sección cajón	50
2.4	Factores de diseño	56
2.4.1	Principios de diseño	56
2.4.2	Factores que condicionan la sección cajón	57

2.5	Métodos constructivos	58
2.5.1	Hormigón in-situ	58
2.5.2	Hormigón prefabricado	63
2.6	Aplicación de la sección cajón	66
2.6.1	Grandes luces	66
2.6.2	Pequeñas y medianas luces	74
2.6.3	Vista general de las aplicaciones mencionadas	79
3	Introducción a los algoritmos genéticos (AG)	83
3.1	Introducción a la optimización	83
3.1.1	Optimización estructural.....	83
3.1.2	Planteo de optimización con función única	86
3.2	Introducción a los algoritmos genéticos.....	91
3.2.1	¿Qué son los AG?	91
3.2.2	Origen de los AG	92
3.2.3	Definiciones y analogías biológicas.....	94
3.2.4	El Algoritmo Genético canónico o simple	99
3.3	Partes y operadores de los algoritmos genéticos.....	101
3.3.1	Población	101
3.3.2	Función objetivo	105
3.3.3	Tipos de Fitness o ajuste	105
3.3.4	Operadores de selección.....	108
3.3.5	Operadores de cruce (reproducción sexual)	111
3.3.6	Mutación	116
3.3.7	Reproducción asexual (Copia y Elitismo)	117
3.3.8	Convergencia	118
4	Caso de estudio	121

4.1	Presentación del caso de estudio	121
4.2	Tipo de viga cajón y vinculación.....	121
4.3	Cargas y verificaciones	122
4.3.1	Cargas	123
4.3.2	Verificaciones	123
4.4	Variables de la sección	123
5	Predimensionamiento de la sección cajón: Métodos tradicionales	125
5.1	Restricciones de las partes de la sección tipo cajón	125
5.1.1	X1: Espesor de la losa superior (E_s)	126
5.1.2	X2: Espesor de la losa inferior (E_i)	127
5.1.3	X3: Altura de la sección (H)	127
5.1.4	X4: Espesor del alma (E_w)	127
5.1.5	X5: Longitud voladizo (L_v)	128
5.1.6	Tabla resumen:	128
5.2	Predimensionamiento de la sección cajón	129
5.2.1	Criterios preliminares	129
5.2.2	Longitud de la luz libre	130
5.2.3	Determinación las dimensiones de la sección cajón del caso de estudio	131
5.2.4	Esquema de la sección predimensionada	140
5.3	Verificación de la sección tipo cajón.....	141
5.3.1	Estados límites – Generalidades	141
5.3.2	Cargas y factores de cargas.....	144
5.3.3	Diseño a flexión.....	158
5.3.4	Diseño a torsión y corte	163
5.3.5	Pretensado	167
5.3.6	Esquema de las etapas de diseño de la superestructura de un puente	178

5.4	Cálculo y verificación de viga cajón predimensionada del caso de estudio.....	179
5.4.1	Presentación del caso de estudio.....	179
5.4.2	Características geométricas y resistentes de la sección.....	180
5.4.3	Análisis de cargas	184
5.4.4	Solicitaciones	188
5.4.5	Diseño del cable de tesado	195
5.4.6	Determinación de las pérdidas.....	200
5.4.7	Verificación de las tensiones en ELS.....	204
5.4.8	Verificación de la resistencia a flexión ELU	206
5.4.9	Verificación a torsión	212
5.4.10	Verificación de la resistencia al corte	212
5.4.11	Resumen de verificaciones	216
6	Formulación del Algoritmo Genético.....	219
6.1	Restricciones	220
6.1.1	El individuo	220
6.1.2	Límites de las variables.....	221
6.1.3	Generación de la población inicial	221
6.2	Componentes del AG	222
6.2.1	Operador de selección	222
6.2.2	Elitismo	222
6.2.3	Operador de cruce	223
6.2.4	Operador de mutación	223
6.2.5	Criterio de convergencia.....	224
6.3	Función objetivo.....	224
6.3.1	Formulación de la función objetivo.....	225
6.4	Funcionamiento del AG	226

7	Resultados y conclusiones.....	231
7.1	Resultados.....	231
7.1.1	Resultado N°1	232
7.1.2	Resultado N°2	235
7.1.3	Resultado N°3	238
7.1.4	Resultado N°4	241
7.1.5	Resultado N°5	246
7.1.6	Resultado N°6: Sección óptima de la viga cajón.....	248
7.1.7	Resultado N°7: Uso del AG para el predimensionado de “H” y “Lv”	251
7.2	Comparación de secciones de viga cajón multicelular.....	254
7.2.1	Esquemas de secciones cajón multicelulares.....	256
7.2.2	Modelos de secciones cajón multicelulares	258
7.3	Conclusiones y recomendaciones	261
7.3.1	Conclusiones.....	261
7.3.2	Recomendaciones.....	264
8	Bibliografía.....	265
9	Anexos:	269

Lista de Figuras

Figura I.1 a) 2 vigas U prefabricadas con losa de compresión. b) Evolución de la función de costes con respecto del tiempo transcurrido en la corrida del algoritmo (Fuente: [33]).

30

Figura I.2 Evolución de la función de costes con respecto del número de iteraciones o nuevas poblaciones creadas. b) sección cajón monocelular optimizada en el algoritmo y las variables geométricas adoptadas (Fuente: [34]).31

Figura I.3 Diagrama de flujo de AG básico (Fuente: Elaboración propia).37

Figura II.1 Partes de viga cajón monocelular (Fuente: Elaboración propia).40

Figura II.2 Deformaciones transversales y longitudinales en una sección cajón (Fuente: [14] Manterola J. Puentes tomo I).41

Figura II.3 Tensiones tangenciales por torsión en sección cajón (Fuente: [14] Manterola J. Puentes tomo I).42

Figura II.4 Pase de cables de postesado a través de la losa inferior y superior de la sección cajón (Fuente: ConstrulBlog).43

Figura II.5 Esquema de funcionamiento básico de una viga pretensada (Fuente: Elaboración propia).45

Figura II.6 Trazado de cable postesado en viga simplemente apoyada (Fuente: [12]).
45

Figura II.7 a) Viga cajón simplemente apoyada sin continuidad en el apoyo. b) Viga cajón de apoyos continuos, hiperestática (Fuente: Civilexcel.com).46

Figura II.8 Trazado de cable postesado en viga continua apoyada (Fuente: [12]).47

Figura II.9 Sección cajón multicelular con cable de pretensado en la parte inferior (zona media de la luz) y en la parte superior (zona del apoyo) (Fuente: [12]).47

Figura II.10 Trazado de cable postesado en vigas continuas construidas por tramos (Fuente: [12]). 48

Figura II.11 Tipo de tramos de vigas según la variación de la inercia y la altura de la sección (Fuente: [14] Manterola J. Puentes tomo I).49

Figura II.12	a) Puente de altura se sección constante Tipo I. b) Puente de altura se sección e inercia variable Tipo III (Fuente: [14] Manterola J. Puentes tomo I).	50
Figura II.13	a) Sección cajón monocelular de almas inclinadas. b) Sección cajón monocelular de almas verticales (Fuente: [14]Manterola).	51
Figura II.14	Viga cajón multicelular 2 y 3 células. (Fuente: [14]Manterola)	52
Figura II.15	Viga cajón multicelular de varias celular (Fuente: Elaboración propia). ..	52
Figura II.16	Secciones transversales típicas en el reglamento Cirsoc 801 (Fuente: [10]).	53
Figura II.17	a y b) Secciones cajón unificadas en la losa superior para dar solución a ensanchamientos de calzada (Fuentes: [1] [14]).	54
Figura II.18	Sección monocelular con puntales transversales (Fuente: [14]).	55
Figura II.19	Secciones monocelular con puntales transversales triangularizados (Fuente: [14]).	55
Figura II.20	a) Viga cajón compuesta por dovelas y costillas prefabricadas. b) Viga cajón cerrada (Fuente:[1]).	55
Figura II.21	Factores de diseño de la sección cajón (Fuente: Adaptación de [1]).	58
Figura II.22	a) Sistema de cimbra metálica. b) cimbra materializada con columnas y vigas (Fuente: Ulma construction y [12]).	59
Figura II.23	a) Encofrado de viga cajón monocelular. b) Encofrado y hormigonado en etapas de viga cajón de varias células (Fuente: [12]).	60
Figura II.24	a) Puntos fijos columnas. (b) Voladizos contruidos a ambos lados (Fuente: Theconstructor [12]).	61
Figura II.25	a) Proceso constructivo del método por voladizo balanceado. b) método constructivo utilizando voladizo atirantado (Fuente: The constructor.com y Bridge tech).	61
Figura II.26	Método de lanzamiento incremental (Fuente: [16]).	62
Figura II.27	Puente desarrollado a partir del método de lanzamiento incremental (Fuente: [17]).	63

Figura II.28	a) Encofrados metálicos de viga cajón b) tramos de viga cajón prefabricadas con ranuras de conexión (Fuente: victoryepes.blogs).....	64
Figura II.29	Pórticos de lanzamiento para la colocación y tesado de piezas prefabricadas (Fuente: BERD construcción).....	64
Figura II.30	Método de dovelas sucesivas con hormigón prefabricado (Fuente: Structurecenter).	65
Figura II.31	Vista longitudinal de tramos del puente “Libertador, General San Martín” (Fuente:[21]).	67
Figura II.32	Sección monocelular utilizada en el puente “Libertador, General San Martín” (Fuente:[21]).	67
Figura II.33	Imagen del puente “Libertador, General San Martín” (Fuente:[22]).	68
Figura II.34	Imagen del puente “General Artigas” (Fuente: [22]).	69
Figura II.35	Foto antigua construcción puente Chaco-Corrientes, y foto de visita de obra dentro de la viga cajón del puente (Fuente: Diario Norte y fotografía personal de visita de obra).	70
Figura II.36	Sección multicelular puente “Internacional San Roque González de Santa Cruz” (Fuente: Elaboración propia).....	71
Figura II.37	Puente “Internacional San Roque González de Santa Cruz” (Fuente: Arenera JM).	71
Figura II.38	Fig. II.38. Puente “Puente Internacional Tancredo Neves” (Fuente: ON Cuba).	72
Figura II.39	Puente “Puente Remanso Castillo” (Fuente: [25]).	73
Figura II.40	Puente Concepción Pto. Militar, tramos longitudinales (Fuente: [25]).	73
Figura II.41	Puente Concepción Pto. Militar, secciones utilizadas (Fuente: [25]).	74
Figura II.42	Fotografía puente Concepción Pto. Militar (Fuente: Diario Concepción).	74
Figura II.43	a) Vista en perspectiva de la línea de tren Retiro-Tigre, Buenos aires. b) Sección cajón monocelular tipo para vías ferroviarias (Fuente: Google Maps y Adif).	75

Figura II.44	Vista en perspectiva de la línea de tren Retiro-San Martín. Buenos Aires (Fuente: Google Maps).....	76
Figura II.45	Esquema de vigas cajón abierta de sección “u” con losa de compresión hormigonada in-situ (Fuente: Cirsoc 801).	76
Figura II.46	Puente Añashuayco, vinculación longitudinal (Fuente: [28]).....	77
Figura II.47	Puente Añashuayco, vista transversal con carriles de circulación (Fuente: [28]).	77
Figura II.48	Puente Añashuayco, Sección cajón multicelular de 11 celdas (Fuente: [28]).	78
Figura II.49	Puente Grau. Piura poyos longitudinales (Fuente: [29]).	78
Figura II.50	Puente Grau, Piura sección transversal, viga cajón de 3 células (Fuente: [29]).	79
Figura III.1	Proceso de diseño estructural (Fuente: Elaboración propia).	84
Figura III.2	Técnicas de diseño óptimo de estructuras asistidas por computador (Fuente: Adaptación de Hernández, 1993).....	86
Figura III.3	(a) Función convexa (b) Función no convexa (Fuente: Elaboración propia. Geogebra).	87
Figura III.4	Intersección entre Función objetivo no convexa (verde) con una restricción o condición de borde del problema (Fuente: Elaboración propia, GeoGebra).	89
Figura III.5	Esquema del soft computing (Fuente: Elaboración propia, GeoGebra).....	93
Figura III.6	Esquema de célula, cromosoma y genes (Fuente: ciencia.es).	95
Figura III.7	Viga I y variables (Fuente: elaboración propia).....	96
Figura III.8	Representación de un cromosoma binario (Fuente: elaboración propia)...	97
Figura III.9	Diagrama de flujo AG canónico (Fuente: Elaboración propia).	100
Figura III.10	Restricciones de los parámetros de un individuo (Fuente: elaboración propia).	103
Figura III.11	Método de selección por ruleta (Fuente: elaboración propia).	109

Figura III.12	Ejemplo aplicación selección por ruleta (Fuente: elaboración propia).	110
Figura III.13	Esquema selección por muestreo universal estocástico (Fuente: Adaptado de Sánchez [40]).	111
Figura III.14	Codificación de cromosomas en riostras para el cruce (Fuente: Elaboración propia).....	113
Figura III.15	Cruzamiento a partir del método de 1 punto (Fuente: Elaboración propia).	114
Figura III.16	Cruzamiento a partir del método de 2 puntos (Fuente: Elaboración propia).	114
Figura III.17	Cruzamiento a partir del cruce uniforme (Fuente: Elaboración propia).	115
Figura III.18	Cromosomas con variables no binarias (Fuente: Elaboración propia).	116
Figura III.19	Mutación de un alelo de un cromosoma binario (Fuente: Elaboración propia).	117
Figura IV.1	Esquema de sección cajón de 4 células (Fuente: Elaboración propia).....	122
Figura IV.2	Sección longitudinal de la viga cajón multicelular del caso de estudio. Cable postesado (Fuente: Elaboración propia).	122
Figura IV.3	Variables de diseño de la sección cajón multicelular a considerar (Fuente: Elaboración propia).....	124
Figura V.1	Variables geométricas de la sección cajón multicelular del caso de estudio (Fuente: Elaboración propia).....	126
Figura V.2	Luz longitudinal del puente (Fuente: Elaboración propia).....	130
Figura V.3	Sección transversal de puente con sus componentes (Fuente: Elaboración propia).	132
Figura V.4	: Sección transversal de voladizo de viga cajón (Fuente: [12]).	133
Figura V.5	Dimensiones de elementos que representan cargas permanentes del puente con sus respectivos pesos específicos (Fuente: Elaboración propia).	136

Figura V.6	Sección con dimensiones adoptadas como valores medios (Fuente: Elaboración propia).....	136
Figura V.7	Sección transversal de voladizo de viga cajón (Fuente: [12]).	138
Figura V.8	Esquemas de la sección predimensionada (Fuente: Elaboración propia). ..	140
Figura V.9	Esquema composición de la carga vehicular de diseño (Fuente: elaboración propia). ..	152
Figura V.10	Esquema de características del camión de diseño (Fuente: CIRSOC 801). ..	153
Figura V.11	Esquema de características del tándem de diseño (Fuente: CIRSOC 801). ..	154
Figura V.12	Distribución longitudinal de carga de carril de diseño (Fuente: elaboración propia).	154
Figura V.13	Distribución transversal de carga de carril de diseño (Fuente: elaboración propia). ..	155
Figura V.14	Esquema de pérdidas de pretensado (Fuente: elaboración propia).	173
Figura V.15	Esquema de pérdida por acunamiento de anclaje (Fuente: Apunte “Hormigón Armado 2” UNNE).....	174
Figura V.16	Esquema etapas de diseño de la superestructura de un puente (Fuente: Elaboración propia, adaptación Cirsoc 802).	179
Figura V.17	Vista longitudinal del puente del cado de estudio (Fuente: Elaboración propia). ..	180
Figura V.18	Sección transversal del puente sección cajón multicelular (Fuente: Elaboración propia).....	180
Figura V.19	Sección transversal del puente sección maciza en apoyo (Fuente: Elaboración propia).....	180
Figura V.20	Sección multicelular dividida en zonas (Fuente: Elaboración propia). ..	181
Figura V.21	Sección maciza dividida en zonas (Fuente: Elaboración propia).	183
Figura V.22	Componentes de cargas permanentes (Fuente: Elaboración propia).....	185

Figura V.23	Longitud de la viga cargada con las cargas permanentes (Fuente: Elaboración propia).....	186
Figura V.24	Longitud de la viga cargada con el promedio de cargas permanentes (Fuente: Elaboración propia).....	186
Figura V.25	Sección de viga cargada con sobrecargas (Fuente: Elaboración propia). .	187
Figura V.26	Esquemas de las sobrecargas (Fuente: Elaboración propia).....	188
Figura V.27	Solicitaciones por cargas permanentes (Fuente: Elaboración propia).	190
Figura V.28	Solicitaciones por sobrecargas, Estado 1 (Fuente: Elaboración propia). .	191
Figura V.29	Solicitaciones por sobrecargas, Estado 2. (Fuente: Elaboración propia). .	192
Figura V.30	Solicitaciones por sobrecargas, Estado 3 (Fuente: Elaboración propia). .	194
Figura V.31	Esquema sección transversal con excentricidades del cable de tesado (Fuente: Elaboración propia).....	196
Figura V.32	Acero utilizado (Fuente: Acindar).	197
Figura V.33	Sección del alma de la viga multicelular con cable de tesado (Fuente: Elaboración propia).....	198
Figura V.34	Sección de la viga maciza con cable de tesado (Fuente: Elaboración propia). 199	
Figura V.35	Sección longitudinal del trazado del cable de tesado (Fuente: Elaboración propia). 200	
Figura V.36	Tensiones en el hormigón en el estado 1 (Fuente: Elaboración propia)...	205
Figura V.37	Tensiones en el hormigón en el estado 2 (Fuente: Elaboración propia)...	206
Figura V.38	Esquema de acero de pretensado y acero convencional debido a flexión (Fuente: Elaboración propia).....	211
Figura V.39	Esquema de acero convencional de estribos debido al corte (Fuente: Elaboración propia).....	216
Figura V.40	Esquema de sección transversal de viga con armaduras de acero verificada (Fuente: Elaboración propia).....	217

Figura VI.1	Variables que componen los individuos de la población (Fuente: Elaboración propia).	220
Figura VI.2	Codificación binaria de los individuos de la sección cajón (Fuente: Elaboración propia).....	220
Figura VI.3	Sección cajón creada a partir de funciones aleatorias (Fuente: Elaboración propia).	222
Figura VI.4	Población inicial creada a partir de funciones aleatorias (Fuente: Elaboración propia).....	226
Figura VI.5	Codificación y evaluación de la función objetivo para cada individuo (Fuente: Elaboración propia).	227
Figura VI.6	Ordenamiento de los individuos según su aptitud (Fuente: Elaboración propia).	228
Figura VI.7	Cruzamiento entre dos padres (Fuente: Elaboración propia).....	229
Figura VI.8	Composición de una nueva población (Fuente: Elaboración propia).	229
Figura VI.9	Ejemplo de convergencia del costo de viga mediante AG (Fuente: Elaboración propia).....	230
Figura VII.1	Gráfico de convergencia de AG del resultado N°1 (Fuente: Elaboración propia).	233
Figura VII.2	Sección cajón multicelular resultado N°1. Fuente (Elaboración propia).	234
Figura VII.3	Gráfico de convergencia de AG del resultado N°2 (Fuente: Elaboración propia).	236
Figura VII.4	Sección cajón multicelular resultado N°2 (Fuente: Elaboración propia).	237
Figura VII.5	Gráfico de convergencia de AG del resultado N°3 (Fuente: Elaboración propia).	239
Figura VII.6	Sección cajón multicelular resultado N°3 (Fuente: Elaboración propia).	240
Figura VII.7	Gráfico de convergencia de AG del resultado N°4 (Fuente: Elaboración propia).	242
Figura VII.8	Sección cajón multicelular resultado N°4 (Fuente: Elaboración propia).	243

Figura VII.9	a): Puente de vigas “T”. Fuente: Catedra hormigón armado UNNE. b) Puente curvo solicitado a torsión (Fuente: Pacadar).	244
Figura VII.10	Sección de puente con voladizos apoyados sobre puntales laterales (Fuente: [14]).	245
Figura VII.11	Gráfico de convergencia de AG del resultado N°5 (Fuente: Elaboración propia).	246
Figura VII.12	Sección cajón multicelular resultado N°5 (Fuente: Elaboración propia).	248
Figura VII.13	Gráfico de convergencia de AG del resultado N°6 (Fuente: Elaboración propia).	249
Figura VII.14	Sección cajón multicelular resultado N°6 (Fuente: Elaboración propia).	251
Figura VII.15	Sección cajón multicelular resultado N°7 (Fuente: Elaboración propia).	252
Figura VII.16	Sección cajón multicelular resultado N°7 (Fuente: Elaboración propia).	254
Figura VII.17	Sección cajón multicelular obtenida por métodos tradicionales (Sección 1) (Fuente: Elaboración propia).....	256
Figura VII.18	Sección cajón multicelular obtenida por optimización mediante AG (Sección 2) (Fuente: Elaboración propia).	256
Figura VII.19	Vista isométrica predimensionamiento de puente sección cajón a partir de métodos tradicionales (Fuente: Elaboración propia).....	258
Figura VII.20	Vista longitudinal predimensionamiento de puente sección cajón a partir de métodos tradicionales (Fuente: Elaboración propia).....	258
Figura VII.21	Vista isométrica predimensionamiento de puente sección cajón a partir de AG (Fuente: Elaboración propia).	259
Figura VII.22	Vista longitudinal predimensionamiento de puente sección cajón a partir de AG. (Fuente: Elaboración propia).	259

Figura VII.23 (a) Vista transversal puente sección cajón a partir de métodos tradicionales (b) Vista transversal puente sección cajón a partir AG (Fuente: Elaboración propia).

260

Lista de Tablas

Tabla II.1.	Resumen de secciones cajón utilizadas en la región.	79
Tabla III.1.	Rangos de variación de $f(x)$ para casos discretos	104
Tabla V.1.	Restricciones para las variables geométricas de la viga cajón	128
Tabla V.2.	Variables predimensionadas de la sección cajón multicelular del caso de estudio	140
Tabla V.3.	Totalidad de las cargas a considerar en el dimensionamiento de un puente	144
Tabla V.4.	Combinación de cargas estado límites de resistencia (I a V).....	146
Tabla V.5.	Combinación de cargas estado límites de Servicio (I a IV)	147
Tabla V.6.	Combinación de cargas estado límites de Fatiga y Eventos extremos (no incluidas en la aplicación al caso de estudio).....	148
Tabla V.7.	Combinación de cargas y factores de carga.....	149
Tabla V.8.	Factores de carga para cargas permanentes γ_p	150
Tabla V.9.	Pesos unitarios.	151
Tabla V.10.	Factores de presencia múltiple.....	152
Tabla V.11.	Incremento por Carga Dinámica, IM.	157
Tabla V.12.	Hormigón según el tipo de exposición.....	168
Tabla V.13.	Límites de tensión para los cables de pretensado.....	169
Tabla V.14.	Límites de tensión de tracción- antes de las pérdidas.....	170
Tabla V.15.	Límites de tensión de compresión- después de las pérdidas.....	171
Tabla V.16.	Límites de tensión de tracción- después de las pérdidas.	171
Tabla V.17.	Variables del caso de estudio.....	181
Tabla V.18.	Resumen sobrecargas.	187
Tabla V.19.	Resumen sobrecarga vehicular.....	188
Tabla V.20.	Combinación de sobrecarga.	190

Tabla V.21.	Solicitaciones debido al Estado 1.	191
Tabla V.22.	Solicitaciones debido al Estado 2.	192
Tabla V.23.	Solicitaciones debido al Estado 3.	193
Tabla V.24.	Resumen solicitudes ELS.	194
Tabla V.25.	Resumen solicitudes ELU.	195
Tabla V.26.	Trazado del cable de pretensado.	200
Tabla V.27.	Pérdidas por fricción.	201
Tabla V.28.	Pérdidas por acortamiento elástico.	203
Tabla V.29.	Resumen de pérdidas.	203
Tabla V.30.	Esfuerzo de tesado descontadas las pérdidas.	203
Tabla V.31.	Tensiones admisibles en hormigón ELS.	204
Tabla V.32.	Resumen de verificaciones y variables geométricas por cada metro de sección.	217
Tabla VI.1.	Restricciones de las variables de los individuos.	221
Tabla VII.1.	Resultado N°1: Condiciones generales.	232
Tabla VII.2.	Individuo “óptimo” del resultado N°1.	233
Tabla VII.3.	Variables geométricas y costo por metro del resultado N°1	234
Tabla VII.4.	Resultado N°2, Condiciones generales.	235
Tabla VII.5.	Individuo “óptimo” del resultado N°2.	236
Tabla VII.6.	Variables geométricas y costo por metro del resultado N°2.	237
Tabla VII.7.	Resultado N°3, Condiciones generales.	238
Tabla VII.8.	Individuo “óptimo” del resultado N°3.	239
Tabla VII.9.	Variables geométricas y costo por metro del resultado N°3.	239
Tabla VII.10.	Resultado N°4: Condiciones generales.	241
Tabla VII.11.	Individuo “óptimo” del resultado N°4.	242
Tabla VII.12.	Variables geométricas y costo por metro del resultado N°4.	243

Tabla VII.13.	Resultado N°5: Condiciones generales.....	246
Tabla VII.14.	Individuo “óptimo” del resultado N°5.	247
Tabla VII.15.	Variables geométricas y costo por metro del resultado N°5.....	247
Tabla VII.16.	Resultado N°6: Condiciones generales.....	249
Tabla VII.17.	Individuo “óptimo” del resultado N°6	250
Tabla VII.18.	Variables geométricas y costo por metro del resultado N°6.....	250
Tabla VII.19.	Resultado N°6: Condiciones generales.....	252
Tabla VII.20.	Individuo “óptimo” del resultado N°7.	253
Tabla VII.21.	Variables geométricas y costo por metro del resultado N°7.....	253
Tabla VII.22.	Comparación dimensiones de secciones cajón.	255
Tabla VII.23.	Comparaciones variables geométricas y costo por metro.	255

1 Consideraciones iniciales

1.1 Introducción

Existe un amplio rango de variables a considerar en el diseño estructural característico de los proyectos de ingeniería. La geometría, la tipología estructural, los materiales a emplear y los métodos constructivos son algunos ejemplos de la variedad de factores que definen las obras estructurales y que muestran el gran dinamismo de las mismas.

A su vez y con el paso del tiempo, los ingenieros debieron dar soluciones a proyectos cada vez más imponentes y complejos, involucrando la mayor cantidad de variables relevantes posibles. Los puentes de sección cajón, tipología estructural ampliamente empleada a nivel mundial, se incluyen dentro de la categoría de proyectos complejos, requiriendo un exhaustivo análisis de sus diversas variables para su diseño.

Usualmente, se requieren procesos iterativos para cumplir el objetivo de obtener un diseño óptimo, para así minimizar el uso de recursos contemplando todos los aspectos técnico-económicos.

En el proceso de diseño, los ingenieros seleccionan las variables geométricas de los elementos estructurales a partir de su experiencia previa o de recomendaciones bibliográficas, para luego verificarlas evaluando consideraciones mecánicas, funcionales y constructivas.

Aquí el carácter iterativo mencionado del diseño estructural, ya que en principio es necesario contar con un **prediseño** de la geometría la cual será posteriormente evaluada y en el caso de que la misma no cumpla con las verificaciones necesarias será modificada.

Por el contrario, si verifica de forma excesiva los requerimientos (diseño sobredimensionado), esto representaría un consumo de material innecesario o un aumento en el gasto del proyecto, por lo cual, dicho prediseño deberá ser ajustado. Consecuentemente, se asume como **diseño óptimo** aquel que cumple con todas las restricciones técnicas y funcionales, pero que utiliza la menor cantidad de recursos o que conlleva el menor costo posible.

Para esto, se utilizan métodos de optimización, que minimizan o maximizan una función objetivo, la cual define, bajo los criterios de quien desarrolla el método, qué se considera un resultado óptimo.

Ejemplo de estos métodos incluyen a la optimización paramétrica, programación lineal, métodos de homogeneización, redes neuronales, algoritmos genéticos, entre otros. Los mismos, permiten combinar un amplio rango de variables generando un gran número de alternativas que, luego de evaluarlas, posibilitan la elección un diseño de acuerdo al propósito de la función objetivo.

Dentro de los diferentes métodos de optimización se encuentran los Algoritmos Genéticos (AG) íntegramente relacionados con la metodología heurística; estos permiten dar solución a una problemática simulando la evolución biológica de las especies, y han sido utilizados para optimizar un gran abanico de problemas en todos los campos del conocimiento, incluyendo la ingeniería civil.

De esta forma, se propone el desarrollo de un algoritmo genético, que permita generar un predimensionamiento de la sección cajón de un puente de hormigón pretensado considerando un caso de estudio específico, con determinadas cargas, tipología, ancho de calzada y luz libre.

Esta herramienta, genera una población de varias secciones cajón de forma aleatoria (individuos de la población), los evalúa de acuerdo a la función objetivo, los selecciona e

intercambian sus variables de acuerdo a operadores probabilísticos para generar una nueva población.

Finalmente, el proceso se repite hasta que los individuos de la población mantengan un valor parecido de la función objetivo, es decir, que la mayoría de los individuos cumplan los requisitos formulados de forma implícita en dicha función y que se consideran, bajo estos términos, los de mayor aptitud para dar solución al problema. Así, se llegaría al diseño óptimo del predimensionamiento de la sección cajón.

El algoritmo es desarrollado en lenguaje Matlab/Octave y para evaluar su idoneidad se realiza la comparación de los resultados con una sección cajón predimensionada bajo las mismas consideraciones de cargas y apoyos, pero aplicando la bibliografía y recomendaciones de la normativa.

Esta última “metodología tradicional” es la forma convencional en la que un ingeniero define el prediseño de un elemento estructural y de este proceso se destaca la importancia de la figura del profesional para poder definir, de acuerdo a su intuición y experiencia, cuáles son las dimensiones del predimensionamiento.

Así, el presente trabajo busca desarrollar un algoritmo genético como método de optimización de la sección cajón de un puente, con el fin de proporcionar una herramienta que asista al diseño estructural y que disminuya la brecha entre la ingeniería civil y las metodologías de las ciencias computacionales.

En cuanto a la estructura del mismo, en primer lugar, se mencionan los antecedentes, fundamentos, objetivos y metodología del trabajo; luego se realiza el estudio del arte del diseño de la viga cajón como tal, por un lado, y de la teoría de los algoritmos genéticos por el otro.

Se continúa con la definición del caso de estudio, el predimensionado de la sección cajón a raíz de la bibliografía consultada y la verificación de las mismas para visualizar todas las variables y condiciones que serán volcadas al algoritmo y seguido de esto, se realiza al planteo del modelo de optimización, y la explicación de las partes del algoritmo desarrollado.

Finalmente se muestran los resultados obtenidos, se comparan las metodologías utilizadas y se formulan las respectivas conclusiones y recomendaciones.

1.2 Antecedentes

Los antecedentes que se vinculan con la temática de este trabajo se podrían agrupar en 3 categorías: El análisis y el diseño de la viga cajón de hormigón pretensado, los algoritmos genéticos utilizados para la optimización estructural en forma genérica y las aplicaciones de estos algoritmos específicamente a la optimización de secciones de viga cajón.

1.2.1 Diseño de la viga tipo cajón

El diseño de un puente es uno de los proyectos más ambiciosos e imponentes dentro de la ingeniería civil. A lo largo de los años, se han mejorado los métodos constructivos y las secciones implementadas en este tipo de obras, pero ya desde hace varios años, Schaich y Scheef (1982) exclamaban en Concrete Box Girder Design [1]: "La viga cajón es la superestructura de mayor uso en el diseño de puentes de hormigón". A su vez, el gobierno de la República del Paraguay realizó un estudio técnico Carrillo et al. (2020) titulado "Nuevo puente sobre el río Paraguay en Asunción" [2], para evaluar las distintas opciones estructurales de un nuevo puente que conecte su capital, Asunción con Chaco-i.

En el estudio se citaron los puentes realizados en la región con sus respectivos métodos constructivos, siendo el uso de la viga cajón y los puentes atirantados los más utilizados. Esto refleja la importancia de esta tipología estructural para el desarrollo de puentes y su uso vigente en la región.

Consecuentemente, a lo largo de los años, se han generado artículos y documentos técnicos con el objetivo de guiar el diseño de estas estructuras, basados en el cumplimiento de las distintas normativas y brindando consejos y valores de referencia prácticos, provenientes de la experiencia de sus autores.

En "Post-Tensioned Box Girder Design Manual" [12], un manual desarrollado por el Departamento de Transporte estadounidense, se presenta toda la información relacionada con el análisis y el diseño de vigas cajón pretensadas y hormigonadas in-situ; en él se exponen los materiales, métodos constructivos, variables de diseño de la viga cajón e

incluso ejemplos de cálculo utilizando la normativa americana AASHTO LRFD bridge design specifications (2008) [11].

En su trabajo de fin de carrera, Montana (2004) [29] realizó el análisis y el diseño de puentes de viga cajón, en el cual incluyó la recopilación bibliográfica para comprender los aspectos de diseño de la estructura, así como también un predimensionamiento y cálculo de un puente de sección cajón de 3 células. Varias fueron las conclusiones a las que llegó el autor, incluyendo las condiciones fundamentales para la elección correcta de la superestructura de un puente o la gran importancia que se debe prestar al proceso constructivo, que repercute estrictamente en los costos del proyecto.

Asimismo, en su informe técnico de práctica profesional supervisada, Soldano (2018) [4] estudió el comportamiento de la viga cajón, particularmente en los casos de puentes curvos. El autor presenta las generalidades de los puentes, las ventajas de la sección cajón para la materialización de los mismos cuando tienen un trazado curvo, y finalmente realiza un modelo para evaluar el comportamiento mecánico de la estructura. Se concluye con el modelo representando de forma satisfactoria las teorías básicas del comportamiento de estas secciones y se confirma la efectividad de las mismas para la creación de puentes sometidos a torsión, como los son los puentes curvos.

Finalmente, Ariñez (2012) [3] pretende desarrollar prácticas de dimensionamiento, órdenes de magnitud y criterios de diseño para permitir a los proyectistas dimensionar secciones cajón de puentes carreteros que sean económicamente óptimas. Para ello, realizó un análisis paramétrico presentando los criterios de diseño óptimos como los resultados del mismo. A su vez, el autor recomienda, para futuras líneas de investigación, la optimización de esta tipología estructural a través de redes neuronales y algoritmos genéticos.

Estos son algunos de los ejemplos del amplio repertorio de documentos desarrollados para comprender los factores de diseño de la sección cajón.

1.2.2 Algoritmos genéticos en la ingeniería estructural

En el campo de la optimización estructural existen diversas metodologías desarrolladas, entre las cuales se encuentran los algoritmos genéticos. El florecimiento de la aplicación de estos algoritmos data de los años setenta, en donde se agudizó el uso de los mismos para la resolución de problemáticas en ciencias, negocios e incluso de ingeniería estructural.

Respecto a la optimización de sistemas discretos, Mroginski et al. (2009) [31] desarrollan un AG que optimiza la topología estructural de una viga reticulada compuesta por barras. El mismo utiliza una función multiobjetivo, en la cual define la aptitud de la viga reticulada a partir de su capacidad de generar el descenso mínimo del punto de aplicación de las cargas y a su vez contar con el menor peso de la estructura posible. Los autores destacan la renovación de la población cuando se observa la disminución en la velocidad de convergencia como implementación adicional al esquema general de los AG.

De la misma manera, Prendes et al. (2012) [31] realizan la aplicación de un AG discreto de carácter “elitista”, es decir, que permite a los individuos más aptos de la población formar parte de la siguiente generación, sin sufrir ningún tipo de mezcla o mutación, a un caso de nave industrial. El mismo, tiene como propósito determinar la mínima sección de las barras que conforman la estructura metálica. La función objetivo busca hallar el menor peso de la nave industrial con las restricciones de cumplir las verificaciones de la normativa española MV-103. Se llega a la conclusión de que el AG permite obtener estructuras seguras muy poco sobredimensionadas, pero con algunas secciones rechazadas, pero que desde el punto de vista resistente podrían ser válidas.

Por otro lado, en cuanto a la optimización de secciones de hormigón se refiere, existen varios casos de aplicación de AG implementados. Castillo, et al. (2017) emplean un AG para el diseño, optimización y selección de vigas en voladizo de 5 tipologías: sección rectangular, sección T, sección I, sección tubular cuadrada y redonda. Nuevamente, el algoritmo desarrolla su función objetivo a partir de la búsqueda de la menor sección de la viga cumpliendo con la restricción de la deformación máxima admisible en el punto de aplicación de la carga. Los autores asumen el uso futuro del algoritmo para el ahorro del tiempo en el diseño, a partir de la variación de la luz y la carga aplicada según el caso de

estudio que se requiera y también incita a los lectores al estudio de nuevas secciones aparte de las ya desarrolladas en el trabajo.

Por último, Arifio Martínez (2021) [32] elabora una extensa tesis de máster enfocada en la implementación de un AG que optimice vigas pretensadas de sección “T”, ampliamente utilizadas en los puentes carreteros de mediana luz. La autora desarrolla una función objetivo a ser minimizada en base al costo de la viga, compuesto por el costo unitario de diversos materiales con las cuantificaciones métricas del área de la sección de hormigón de la viga, la utilización de acero convencional y de acero de postensado.

Algunas elecciones por parte de la autora relacionada a las partes del algoritmo incluyen: métodos de selección por torneo y ruleta; cruce o mezcla de variables a partir métodos aritméticos, monopunto y SBX; y tres alternativas en la probabilidad de mutación. Se destaca un mejor comportamiento en la utilización de la selección por ruleta, cruce por SBX y una probabilidad de mutación uniforme de 30%.

Los antecedentes mencionados demuestran el interés por parte de los investigadores e ingenieros de implementar AG a la optimización de estructuras; esto se debe a que se trata de un método entendible en su concepción e implementable computacionalmente [32].

1.2.3 Algoritmos genéticos y la viga tipo cajón

A partir de toda la documentación anteriormente expuesta, es de esperarse la aplicación de los AG a la optimización del diseño de **vigas tipo cajón**.

Martí et al. (2013) generan un algoritmo memético (porque utiliza una memoria adaptativa que almacena soluciones prometedoras sin descartarlas) basado en los AG para automatizar el diseño de puentes de carreteras de vigas “U” prefabricadas pretensadas.

El caso de estudio seleccionado corresponde a vigas isostáticas prefabricadas, simplemente apoyadas, con luces entre 20 a 40 metros y una losa de compresión con un ancho de 12m (ver Figura I.1 a).

En este caso, la función objetivo corresponde a una extensa función del coste de la viga que considere un total de 40 variables, donde las mismas se agrupan en distintas áreas: geométricas, como el ancho de la losa inferior de la viga, la inclinación y espesor de las

almas, el canto de la misma, entre otros; variables de resistencia de los materiales como la resistencia del hormigón en Mpa, y las del acero activo y pasivo, así como también la cantidad de cables que se colocarían; y 23 variables para definir la disposición de la armadura.

El conjunto de todas las variables mencionadas, satisfaciendo las respectivas restricciones, permitieron llegar a un número total de $3,5 \times 10^5$ soluciones y aquí el autor remarca la necesidad de la aplicación de métodos heurísticos para el encuentro de soluciones económicas en tiempos razonables.

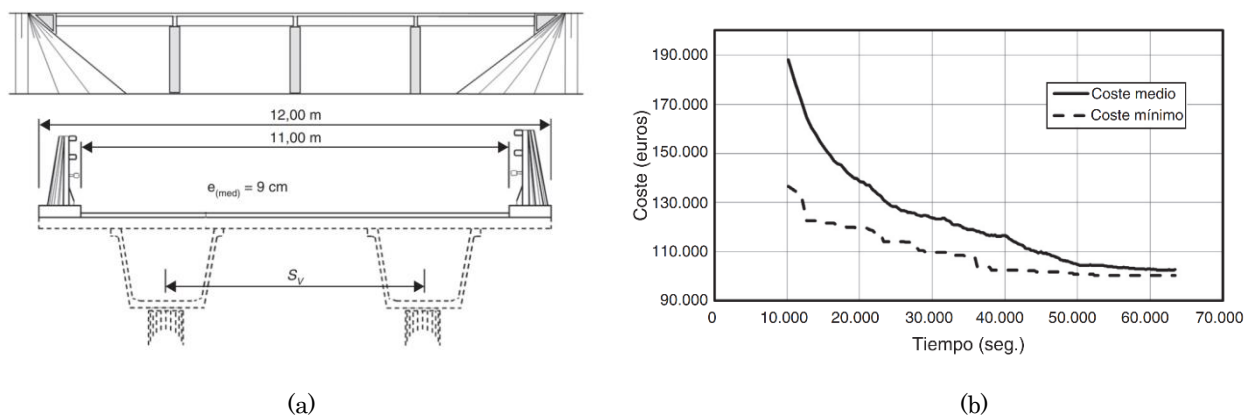


Figura I.1 a) 2 vigas U prefabricadas con losa de compresión. b) Evolución de la función de costes con respecto del tiempo transcurrido en la corrida del algoritmo (Fuente: [33]).

La función coste incluía el volumen de los materiales empleados, la mano de obra, la maquinaria y los medios necesarios para la ejecución; así la misma estaba constituida por el producto de los precios unitarios de los materiales empleados por sus cantidades, y las variables de logística y construcción.

Dentro de las restricciones que debían cumplir las posibles soluciones, se incluían restricciones geométricas y de constructibilidad y condiciones mecánicas: puntualmente los estados límites últimos y de servicios.

El complejo análisis de las soluciones se visualiza en la Figura I.1 b en donde se necesitan más de 60 mil segundos para obtener la solución económicamente viable. De todas formas, se concluye con el algoritmo definiendo con éxito el diseño de menor coste de forma automática de la viga isostática. Dichos diseños óptimos tienden a reducir al máximo el

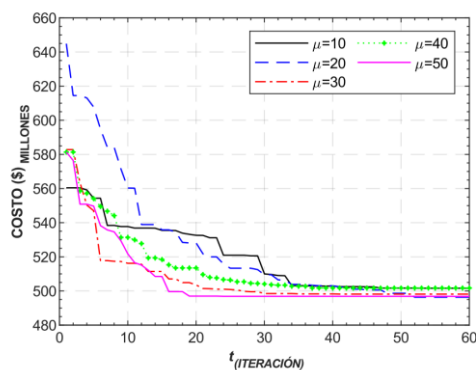
peso de la estructura, ya que reduce lo más posible los espesores de las alas y las almas de la viga.

Finalmente, los resultados mostraron disminuir 8% el coste de este tipo de estructuras industrializadas y hasta 50% en algunos casos realmente ejecutados. También, el autor propone como futuras líneas de investigación la utilización de hormigones de alta resistencia o reforzados con fibra de acero; o implementar el uso de funciones multiobjetivo en donde si incluya otros aspectos como la reducción de la huella de carbono en la fabricación de estos elementos a la par de la reducción de los costes.

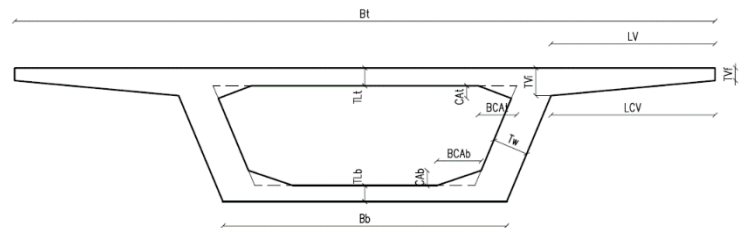
En último lugar, Cruz Avilés (2021) [34] en su tesis de maestría desarrolla una herramienta computacional en Matlab para optimizar vigas de sección cajón monocelular continuas (ver Figura I.2 b) mediante AG de brecha generacional.

Para el algoritmo se utilizaron métodos de selección por ruleta, selección aleatoria, selección por muestreo estocásticos y selección por torneo. Los operadores de cruce utilizados corresponden al método de cruce en 2 puntos, cruce plano y cruce uniforme.

Como función objetivo se utilizó una función de coste de la superestructura; en la misma, se incluyeron las variables: volumen de hormigón, cantidad de armadura pasiva y acero de pretensado, cada uno de ellos multiplicados por sus precios unitarios. A su vez, se modificó la función para añadir una penalización con el propósito de cumplir con las restricciones.



(a)



(b)

Figura I.2 Evolución de la función de costes con respecto del número de iteraciones o nuevas poblaciones creadas. b) sección cajón monocelular optimizada en el algoritmo y las variables geométricas adoptadas (Fuente: [34]).

Finalmente, el autor consigue la implementación del algoritmo arribando a la solución óptima con un costo de 496 millones de pesos colombianos (ver Figura I.2 a).

También se analizó la velocidad de convergencia y se obtuvo que con una población de 30 secciones se lograban las mejores relaciones entre calidad de la solución óptima encontrada y tiempo de convergencia.

El método de selección más efectivo fue la selección por torneo y se menciona la mejora de la convergencia con la aplicación de una estrategia elitista y también el autor recomienda para futuras implementaciones la incorporación de la flexión transversal, altura longitudinal variable o trazado horizontal curvo del puente.

Así, en base a los antecedentes mencionados, se puede concluir que existe un gran sustento académico bibliográfico que permite un amplio abanico de posibilidades en cuanto al desarrollo de los algoritmos genéticos aplicados a las vigas de sección tipo cajón; los mismos se tomarán como base para el desarrollo de este trabajo.

1.3 Fundamentos

Optimizar es un concepto aplicado a varias áreas del conocimiento y está fuertemente enfocado en lograr la eficacia de un proceso con la mayor eficiencia posible.

En la ingeniería la optimización está presente en cada etapa de diseño, en donde se busca cumplir con todos los requerimientos técnicos y funcionales teniendo en cuenta los aspectos económicos. Dichos aspectos, cuando se habla de una obra civil, se pueden traducir en: la disminución de la cantidad de recursos, la eficiencia logística y la metodología constructiva aplicada.

Algunos de los beneficios relacionados con la optimización de los procesos y elementos desarrollados en ingeniería civil incluyen: reducción del tiempo de ejecución representando un beneficio financiero, disminución del uso de materiales y con ellos los costos de producción, y beneficios ambientales tales como disminución de la huella de carbono de una obra. Los mismos permiten comprender la importancia de la optimización en el diseño estructural y son el eje fundamental de la aplicación de estos métodos en la ingeniería.

Sin embargo, debido al carácter iterativo del diseño estructural, en la práctica profesional el diseño está íntimamente relacionado con la experiencia del ingeniero o con las restricciones impuestas del proyecto. También, muchas veces se descarta el uso de metodologías de optimización que pretendan mejorar el planteo inicial, debido a los tiempos de que conllevan las iteraciones. Esto se debe al gran rango de variables involucradas y la ineficiencia de los métodos convencionales de cálculo de poder generar diversas alternativas y evaluarlas.

Así, en este trabajo se propone el desarrollo de un algoritmo genético de optimización que determine la sección óptima de hormigón de un puente de viga cajón pretensada.

Se opta por esta tipología estructural debido a su amplio uso a nivel mundial para el dimensionamiento de puentes carreteros, y también las grandes cantidades de materiales que conlleva su ejecución.

Asimismo, el AG representaría una herramienta que podría asistir al predimensionamiento de un puente.

Por otro lado, se elige la utilización de un AG por su carácter heurístico, es decir, que no genera una solución única determinística sino más bien brinda un intervalo de soluciones posibles. También, permite evaluar el problema en varias direcciones, y supone un método entendible en su concepción e implementable computacionalmente.

Finalmente, el desarrollo de un algoritmo genético aplicado al diseño estructural permite ampliar el conocimiento de las ciencias de la computación y alienta a su uso y vinculación con la ingeniería civil. A partir de esto, la optimización con esta metodología y sus beneficios conforman los argumentos principales del proyecto.

1.3.1 Objetivos

Objetivo general: Desarrollar un algoritmo genético que asista al predimensionado óptimo de un puente de viga tipo cajón multicelular.

Objetivos específicos:

- Estudiar los distintos tipos de viga de sección cajón, las variables que repercuten en su diseño, sus verificaciones y alguno de sus métodos constructivos.
- Estudiar la optimización como concepto de diseño, ventajas, desventajas y limitaciones.
- Estudiar e implementar un algoritmo genético (AG) para la optimización estructural.
- Comparar resultados obtenidos a partir de la aplicación de métodos convencionales de predimensionamiento y el algoritmo desarrollado.
- Determinar conclusiones entre las comparaciones y debatir de la funcionalidad de la aplicación de estos métodos de optimización.

1.4 Metodología

1.4.1 Métodos tradicionales de predimensionamiento de viga cajón

Para la determinación del predimensionado de la sección cajón del puente en el caso de estudio se procede de la siguiente forma: Se evaluarán las cargas a las cuales dicha sección estará sometida; y luego, de acuerdo a la vinculación del puente se definirán las variables mecánicas y geométricas siguiendo las recomendaciones de la bibliografía. Se espera cumplir así condiciones constructivas, técnicas y económicas.

Finalmente, y luego del predimensionado de la sección se procede a realizar la verificación de la misma con el objetivo de conocer todos los factores de los cuales depende el dimensionado de la sección cajón para posteriormente introducirlos al algoritmo.

Dentro de la bibliografía a consultar se incluye: CIRSOC 201: reglamento argentino de estructuras de hormigón [8], Bases para el cálculo de puentes de hormigón armado [9], CIRSOC 801 y 802: reglamento argentino para el diseño de puentes carreteros [10].

A su vez se plantea el apoyo sobre bibliografía de diversos autores mencionados en los antecedentes y se menciona cierta complementaria, como: “The AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications” [11] correspondiente al reglamento americano de diseño de puentes con del cual los CIRSOC 801-802 toman como base de aplicación, y “Post-Tensioned Box Girder Design Manual” [12] que define una guía práctica para el diseño de este.

1.4.2 Algoritmos Genéticos (AG)

Los algoritmos genéticos tienen como objetivo el modelado del proceso evolutivo en el cual las distintas generaciones de las especies sufren cambios y mutaciones con el fin de adaptarse a los factores ambientales y “evolucionar” para sobrevivir.

Es posible decir que las generaciones que “sobreviven” lograron adoptar las características óptimas para hacer frente a su entorno y no extinguirse. Este es uno de los conceptos claves en los que se fundamentan los AG y se comprende el por qué se aplican a problemas de optimización, en donde se busca determinar cuál es la generación con los atributos más aptos para un determinado fin.

Estos algoritmos mantienen una estructura básica general y cada caso específico puede agregar partes al proceso o estructura del método. En primer lugar, se genera una población aleatoria inicial, un conjunto de individuos con diversas características (variables) que deben estar acotadas en sus valores de acuerdo a las restricciones del problema.

Luego se evalúan los mismos a partir de su “Fitness” con una función objetivo o multiobjetivo, la cual cuantifica de alguna forma qué tan apto es cada individuo de la población en función de los objetivos del algoritmo.

Después, se someten a un proceso de selección según algún tipo de operador probabilístico y se produce un intercambio de variables entre individuos “mezcla” o incluso mutaciones de estos.

Finalmente, estos nuevos individuos seleccionados y mezclados/mutados conforman la nueva población, y el proceso mencionado vuelve a repetirse (sin el apartado de generación de población inicial).

Dicho proceso culmina cuando se realiza un número determinado de iteraciones o cuando se detecta una invariancia de la función objetivo, significando esto, la obtención de una determinada población que contiene individuos con los cuales la función objetivo arroja los valores más favorables para el fin establecido, o parafraseando, se obtiene una población óptima.

Este método será implementado para determinar el predimensionado óptimo de la sección de viga cajón del caso de estudio, y su diagrama de flujo básico se muestra en la Figura I.3.

Para la implementación del mismo se utiliza Matlab/Octave, y las partes del mismo serán expuestas en el correspondiente capítulo.

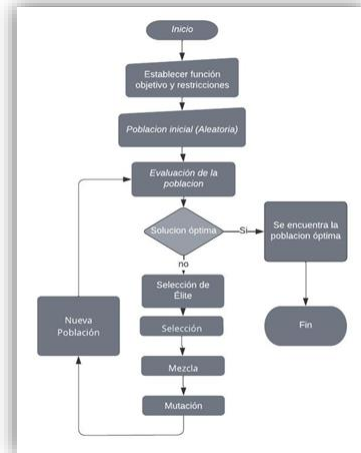


Figura I.3 Diagrama de flujo de AG básico (Fuente: Elaboración propia).

2 Estado del arte de la sección cajón

El presente apartado del trabajo está dirigido en mayor medida a abordar los conceptos básicos del diseño de la viga cajón, conocer sus partes y entender los principales factores que condicionan su geometría. También, se pretende conocer los principales métodos constructivos y los proyectos de puentes que aplicaron la viga cajón para generar viaductos en distintos lugares de Latinoamérica.

2.1 La sección cajón

La viga cajón es un tipo de elemento estructural “hueco” construido normalmente a partir de hormigón pretensado solicitado principalmente a flexión, corte y torsión, en el cual se suprime gran parte de su material central a costa de una mejor relación entre su resistencia y su peso.

Consta principalmente de una losa superior, una inferior y un determinado número de almas (inclinadas o no) que conectan estos dos elementos previamente mencionados (ver Fig. II.1).

A su vez, es común encontrar este tipo de secciones con voladizos en ambos extremos superiores y junto al ancho y la altura de la misma conforman una forma “trapezoidal”.

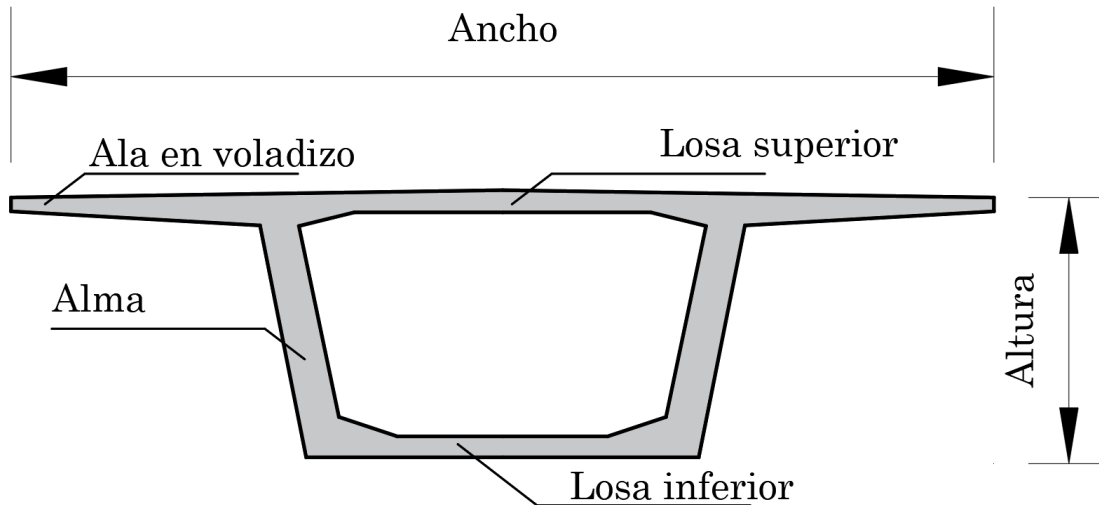


Figura II.1 Partes de viga cajón monocelular (Fuente: Elaboración propia).

Cada una de las partes en la sección general de la viga cumplen una función, ya sea mecánica, constructiva o estética.

2.1.1 Losa superior

La losa superior es la parte de la sección que tiene contacto directo con la sobrecarga y las cargas permanentes a las cuales estará sometida la estructura. Muchas de estas cargas tienen el carácter de ser dinámicas, y esto se traduce en la aplicación de los respectivos coeficientes de impacto en las cargas.

A raíz de esto, dicha losa superior estará sometida a flexión transversal y esfuerzos de corte (ver Figura. II.2); también, junto a los otros elementos de la sección, la losa superior aporta resistencia a la torsión y a la distorsión.

Finalmente, debido a su lejanía con el eje neutro, contiene la zona comprimida o traccionada (según se tenga momentos negativos o no) que suma a la resistencia flexional longitudinal de toda la sección. Esta losa superior puede variar su espesor de manera transversal, siendo dicho espesor más grande en las zonas más cercanas a las almas y disminuyendo en el centro de la luz o en los bordes libres de los voladizos. Estos mejoran el comportamiento a flexión del puente y aporta funcionalidad, siendo destinados

normalmente a la materialización de veredas o sendas peatonales y a su vez, proporcionan un gran valor estético y arquitectónico a toda la estructura.

2.1.2 Almas

Como fue mencionado, las almas tienen la función de conectar la losa inferior con la superior y generar el mayor brazo de palanca posible entre dichas losas y el eje neutro; si bien, en algún grado contribuyen a la resistencia a la flexión longitudinal, dicho trabajo está especialmente reservado a las losas mencionadas.

También, en el alma se introducen las respectivas vainas que contienen los cables pretensados que generan los momentos de pretensado haciendo frente a las cargas verticales. Asimismo, son las encargadas de resistir los esfuerzos tangenciales de la sección, ya sean los provocados por el esfuerzo de corte o por efectos torsionales (ver Figura II.3).

Como se mencionó, cumplen una función decisiva en el aspecto constructivo del puente, ya que definen la altura del mismo y su espesor tiene que ser capaz de incorporar los cables de acero postensado brindando una adecuada protección a la intemperie.

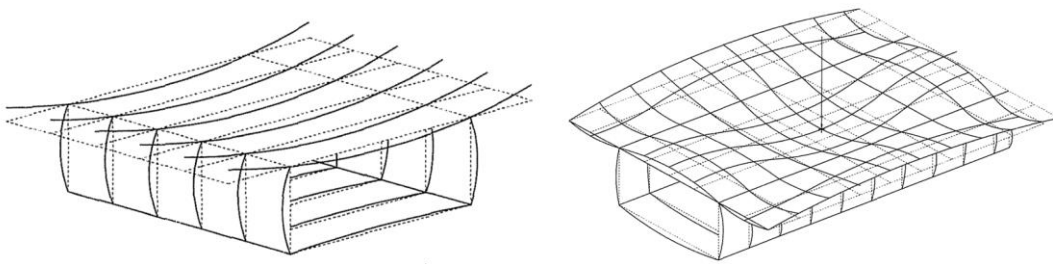


Figura II.2 Deformaciones transversales y longitudinales en una sección cajón (Fuente: [14] Manterola J. Puentes tomo I).

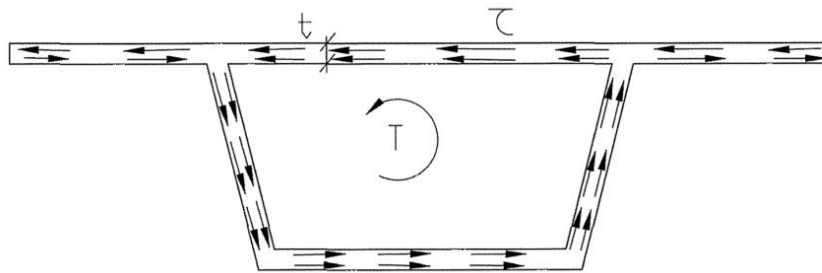


Figura II.3 Tensiones tangenciales por torsión en sección cajón (Fuente: [14] Manterola J. Puentes tomo I).

2.1.3 Losa inferior

La losa inferior es el elemento que normalmente sufre mayor variación a lo largo de la longitud del puente.

Si se tiene una viga continua, en el apoyo, dicha losa deberá tener un espesor tal que pueda generar una zona robusta de compresión y que aporte a la flexión longitudinal de la viga.

En cambio, en el medio de la luz del puente, no tendrá un rol decisivo en las características mecánicas más allá del de albergar a los cables de pretensado si así lo supone el trazado del mismo (ver Figura. II.4). Por otro lado, se tiende a materializar una losa inferior de un ancho menor en comparación al de la losa superior junto a sus voladizos; esto es debido a que se espera que la losa inferior apoye sobre las pilas o estribos del puente, no estando condicionado por el ancho de calzada y a su vez, un ancho más pequeño podría traducirse en un ahorro en el tamaño de la superestructura del proyecto.



Figura II.4 Pase de cables de postesado a través de la losa inferior y superior de la sección cajón (Fuente: ConstrulBlog).

2.1.4 Ventajas

Ya en el año 1982 Schlaich [1] aseguraba que la sección cajón era el método de construcción de puentes más esparcido y utilizado a nivel mundial. Esto se debe al avance de la implementación del hormigón pretensado y a la versatilidad que permitía esta tipología estructural para adaptarse a los requerimientos de cualquier sitio.

El simple uso del hormigón pretensado, muy común en el desarrollo de puentes, supone amplias ventajas [13]:

- Permite el uso completo de la sección de hormigón, ya que no se considera parte de esta sección fisurada por tracción como si ocurre en el hormigón armado convencional, lo cual significa una disminución del peso propio del puente y la posibilidad de adoptar mayores luces.
- La capacidad de servicio se ve ampliamente mejorada por la disminución de la fisuración, aumentando la durabilidad.
- Las deformaciones se mantienen bajas y las oscilaciones de las tensiones reducidas generando una mejora en el comportamiento a la fatiga.
- Las estructuras pretensadas pueden soportar de manera más eficiente los excesos de las cargas, sin que estas generen deformaciones remanentes.

Asimismo, varios son los beneficios del uso específico de la sección cajón pretensada citada por varios autores [1] [3] [14]:

- Elevada rigidez flexional combinada con bajas cargas permanentes debido a la ausencia de material central.
- Elevada rigidez torsional y transversal por su forma de cajón cerrado que le permite disminuir los espesores de sus partes, y hacer frente a importantes momentos torsores.

- Versatilidad en la resistencia flexional, ya que se pueden obtener grandes cabezales tanto superior como inferior, capaz de resistir grandes momentos flectores positivos como negativos según se lo requiera.
- Funcionalidad del espacio interno de la viga, que puede ser usada para el paso de diversas instalaciones o para su eventual inspección y mantenimiento.

Todas estas ventajas permiten sacar el mayor provecho al uso del material y obtener tableros de puentes más ligeros y funcionales convirtiendo a la sección cajón en un óptimo protagonista en los proyectos de puentes de intermedia a gran luz.

2.2 Vinculación longitudinal

Como el objetivo principal de un puente es el de salvar luces o tramos de la manera más eficiente posible, es necesario entender la forma en la que se vinculan los mismos, ya que esto repercute directamente en los esfuerzos a los cuales estará solicitada la viga. A su vez, estas solicitaciones definen la geometría de la sección y su variación a lo largo de la longitud, como así también el diseño del cable pretensado para cada caso.

2.2.1 Esquemas del cable postesado

El esquema general de este método constructivo consiste en hormigonar la sección cajón dejando consigo las vainas que contendrán los cables a ser tesados una vez el hormigón haya alcanzado una determinada resistencia. Esto permite tener una cierta libertad de diseño en el trazado del cable, el cual se busca que esté en correspondencia con el diagrama de momentos flectores para generar solicitaciones opuestas al mismo.

Este momento de pretensado se genera multiplicando la fuerza de tesado efectiva del cable “P” en la sección correspondiente por la excentricidad “e” que tiene el mismo en dicha sección. Habiendo dicho esto, se maximiza la eficiencia de la sección al generar mayores excentricidades del cable en las secciones mayormente solicitadas y, por el contrario, teniendo excentricidades nulas en la ausencia de tales solicitaciones (ver Figura. II.5).

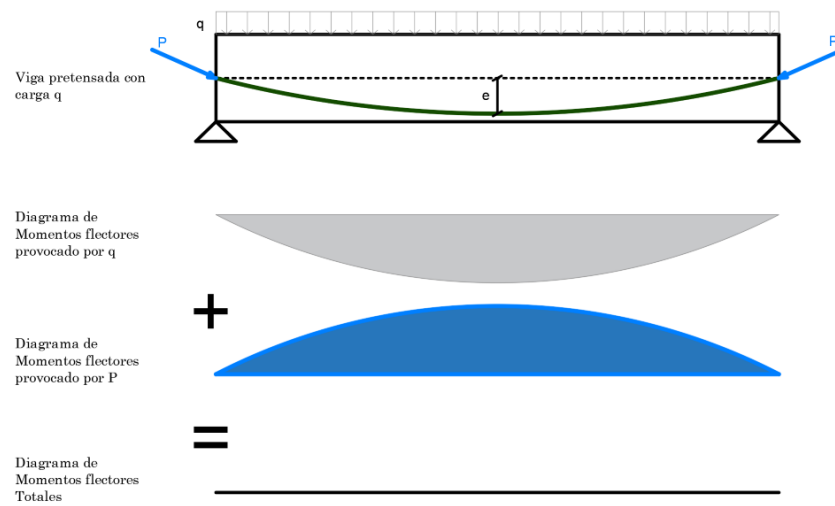


Figura II.5 Esquema de funcionamiento básico de una viga pretensada (Fuente: Elaboración propia).

El caso más simple se remonta a una viga simplemente apoyada, en donde se plantea un esquema isostático con momentos positivos en toda la longitud.

El diagrama de momentos parabólico sirve para determinar el trazado del cable, que copiará este esquema y tendrá una excentricidad máxima en el medio de la luz (tanto y cómo lo permitan las condiciones constructivas y de recubrimiento) y tratará que sea nula en los apoyos para no introducir momento de pretensado indebidos [12] (ver Fig. II.6). Así, se introduce el esfuerzo de pretensado a partir de los anclajes en los extremos, y el baricentro del conjunto de cables definen la excentricidad de la fuerza de pretensado en cada sección.

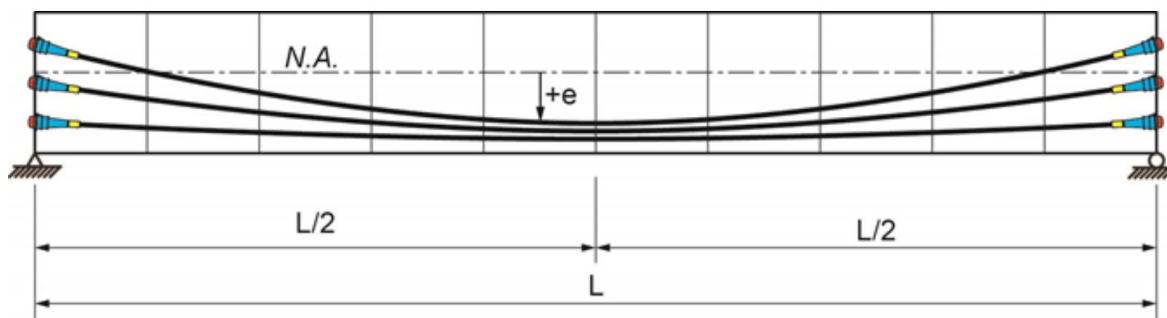


Figura II.6 Trazado de cable postesado en viga simplemente apoyada (Fuente: [12]).



Figura II.7 a) Viga cajón simplemente apoyada sin continuidad en el apoyo. b) Viga cajón de apoyos continuos, hiperestática (Fuente: Civilexcel.com).

Si bien, el esquema de viga simplemente apoyada fue muy utilizada por su carácter isostático y fácil materialización de rotación libre a partir de apoyos de neopreno como se observa en la Figura II.7 a), para salvar mayores luces, es más conveniente la vinculación a partir de una viga continua entre apoyos (ver Figura II.7 b).

Aunque el cálculo de los momentos máximos es el mismo, pero con sentido negativo, su desempeño en cuanto a las deformaciones y la rigidez general de la estructura es superior al esquema previamente mencionado.

Este tipo de vinculación propone la continuidad monolítica de la viga al pasar por los distintos apoyos del puente, manteniendo el cable en su parte inferior o superior según se tengan momentos negativos o positivos (ya sea en el medio de la luz del tramo o en los apoyos respectivamente) (ver Fig. II.8. y Fig. II.9).

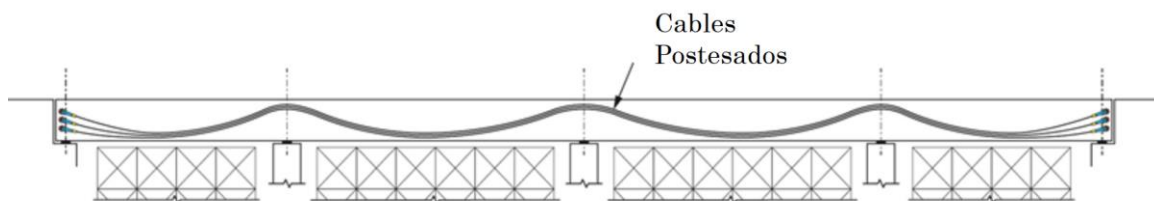
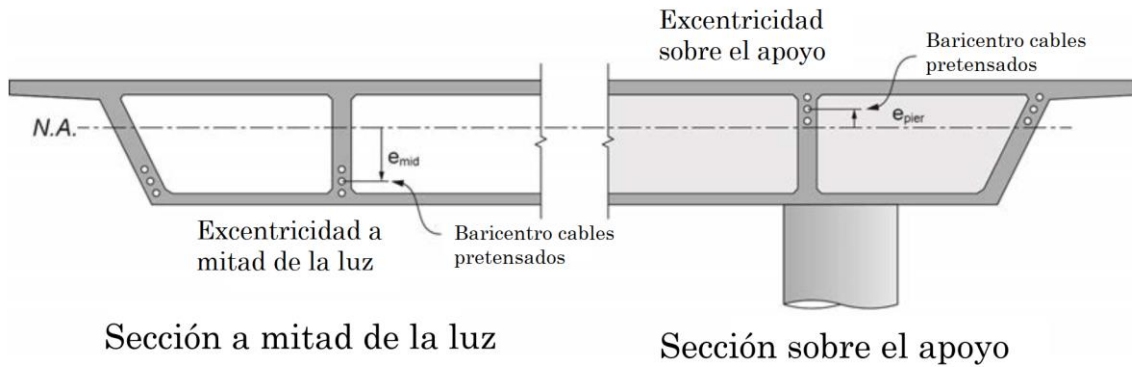


Figura II.8 Trazado de cable postesado en viga continua apoyada (Fuente: [12]).**Figura II.9** Sección cajón multicelular con cable de pretensado en la parte inferior (zona media de la luz) y en la parte superior (zona del apoyo) (Fuente: [12]).

Asimismo, la hiperestaticidad de este caso genera momentos de postesado parásitos debido a la restricción de la rotación en los apoyos; los mismos reducen las solicitaciones flexionales en el medio de los tramos, pero los aumenta en la zona de los apoyos, por lo cual es necesario tenerlos en cuenta en el cálculo. Por el contrario, el esquema isostático no cuenta con estos cálculos adicionales, simplificando el análisis.

En cuanto a cuestiones constructivas, cabe destacar que todos los tramos deben ser hormigonados en la misma etapa del proceso, trayendo consigo elevados costos.

A raíz de esto, existe un método constructivo en el cual se puede plantear la construcción en etapas utilizando tramos cortos de cables de pretensado en la parte superior de la sección donde están los apoyos. Así, se mantiene la continuidad de la viga, pero se la ejecuta por tramos lo cual provoca ahorros en la utilización de encofrados y apuntalamientos de los mismos, incurriendo beneficios económicos.

La contrapartida de esto recae en el aumento en los tiempos de construcción debido a la necesidad de que, en cada etapa del proceso, cada tramo alcance una resistencia específica antes de ser postesado.

Asimismo, la utilización de más anclajes y juntas de construcción (ver Fig. II.10) supone un aspecto a considerar, como así también los análisis de cargas en cada etapa del proceso.

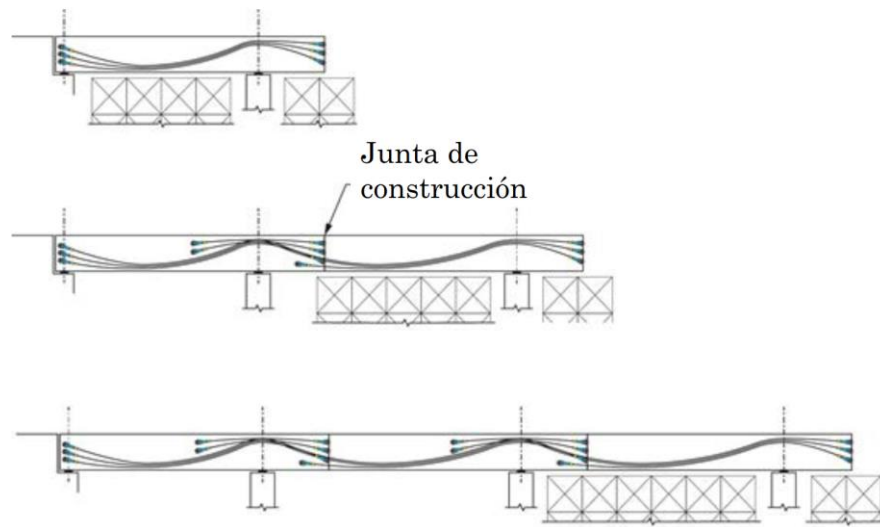


Figura II.10 Trazado de cable postesado en vigas continuas construidas por tramos (Fuente: [12]).

2.2.2 Morfología longitudinal

Si bien se observó la importancia del trazado del cable para maximizar su eficiencia frente a las solicitaciones, es preciso conocer las formas en que la sección de hormigón puede adaptarse a las cargas y generar un uso óptimo del material.

Para categorizar estas formas se toma como base a la clasificación de Manterola [14], con tipologías I, II y II (ver Fig. II.11).

- **Tipo I:** la altura de la sección no varía en todo el largo del puente, tampoco lo hace la inercia. Se utilizan para luces medias que rara vez superan los 60 metros de luz. Para su construcción se emplea el método de prefabricación de dovelas sucesivas, cimbra apoyada sobre el suelo o autoportante, también el método de “puentes empujados” (ver Fig. II.12 a).

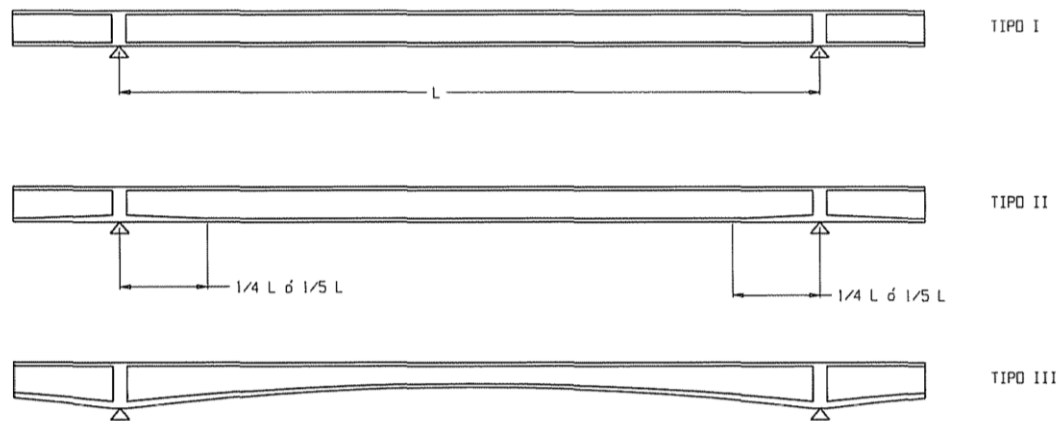


Figura II.11 Tipo de tramos de vigas según la variación de la inercia y la altura de la sección (Fuente: [14] Manterola J. Puentes tomo D).

- **Tipo II:** la altura de la sección se mantiene constante, pero la inercia varía en función de las solicitaciones. En la mitad de la luz se tiene una sección con la losa inferior de espesor mínimo (que cumple la función de albergar al cable postesado), mientras que dicho espesor crece a medida que se acerca a los apoyos para contribuir a la zona comprimida del hormigón en la resistencia flexional. Dicho espesor aumenta a partir de una distancia de entre $\frac{1}{4}$ a $\frac{1}{5}$ de la luz de la viga, que es donde se comienzan a desarrollar los momentos flectores negativos. Con este método se alcanzan luces de 80 a 90 metros, llegando actualmente hasta los 150 m. Con respecto a su construcción, para luces pequeñas de 50 metros, se utiliza la construcción con cimbra, pero luego esta se vuelve poco económica y se utiliza el avance en voladizo. También, se implementa la construcción empujada que mejora la facilidad constructiva y se llega a luces de 90 m.



Figura II.12 a) Puente de altura se sección constante Tipo I. b) Puente de altura se sección e inercia variable Tipo III (Fuente: [14] Manterola J. Puentes tomo I).

- Tipo III: en este caso varía la altura de la sección como así también la inercia de la misma a lo largo del tramo. Se tiene una altura mínima de la sección en la mitad del tramo y máxima en los apoyos, lo mismo ocurre con la inercia. Se utiliza para esto parábolas de 2do y hasta 4to grado, siendo las primeras las más utilizadas y las últimas las más preparadas para características mecánicas, pero produciendo cambios muy bruscos que estética y visualmente podrían no ser deseables. Aun así, esta metodología permite lograr los mayores ahorros del material, ya que disminuye las cargas permanentes del puente y adapta de la mejor manera las características mecánicas de la sección con los requerimientos de solicitaciones externas, logrando así los puentes de mayores luces (Fig. II.12b).

Se observa así, la importancia del planteo longitudinal, la vinculación de los distintos tramos y la morfología de estos mismos en el diseño de la sección transversal.

2.3 Tipos de sección cajón

Debido a sus ventajas y su extenso uso global, la evolución de la sección cajón trajo consigo varios tipos a considerar. Los mismos surgen para hacer frente a distintos requerimientos mecánicos, constructivos y hasta estéticos.

En primer lugar, se tiene la **sección cajón monocelular**, la cual hace alusión al uso de un único cajón o hueco en la forma de la viga. Esta cubre un gran rango de luces, desde los

30m a los 250m. [14]. Su ancho varía desde 10m hasta 26m en los casos más extremos con su aumento de altura correspondiente.

Sus almas pueden ser verticales o tener una ligera inclinación y su altura puede variar a lo largo de la longitud de la viga, modificando principalmente la losa superior e inferior según los requerimientos de momentos negativos o positivos (ver Fig. II.13). El aumento del ancho transversal representa un costo significativo en relación a los métodos constructivos empleados, por ende, surgen otro tipo de soluciones.

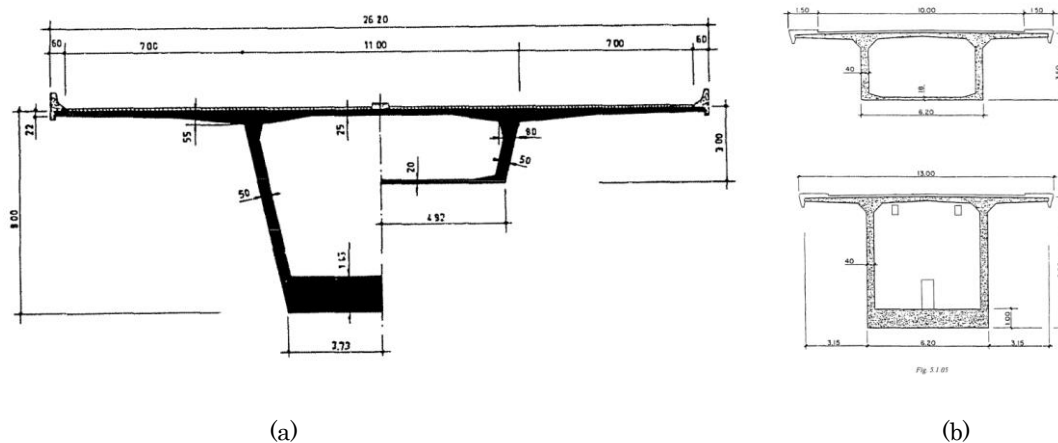


Figura II.13 a) Sección cajón monocelular de almas inclinadas. b) Sección cajón monocelular de almas verticales (Fuente: [14]Manterola).

La **sección cajón multicelular** o de varias células, surge en resolución de anchos de calzadas más extensos. El cajón contiene varias células, generando una reducción de la deformación por los efectos cortantes y una menor flexión lateral por la reducción de la luz transversal entre almas (las almas resisten principalmente los esfuerzos de corte).

Se obtiene un relevante aumento de la resistencia torsional debido a la rigidez que significa el incremento de la cantidad de huecos y por otro lado este tipo de sección contiene ciertos problemas en el aspecto constructivo, debido a la necesidad del uso de doble encofrado.

Con este tipo de secciones se generan anchos más extensos, y se los puede encontrar en formato de dos, tres o más células (ver Figuras II.14 y 15).

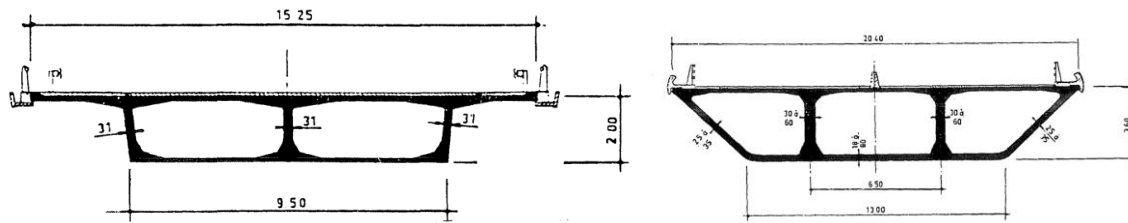


Figura II.14 Viga cajón multicelular 2 y 3 células. (Fuente: [14]Manterola)

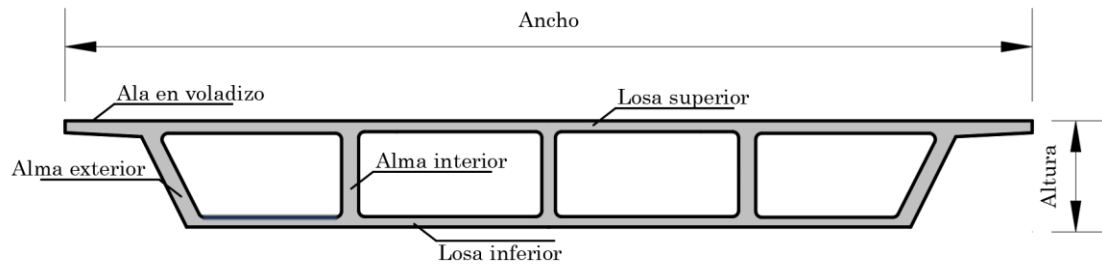


Figura II.15 Viga cajón multicelular de varias celular (Fuente: Elaboración propia).

Schlaich comentaba que la viga cajón monocelular tenía amplias ventajas constructivas en comparación con las vigas multicelulares, mencionando que el número de celdas debía ser lo más reducido posible, buscando minimizar los problemas en la construcción.

Aun así, se cree hoy en día que depende mucho de los recursos o tecnologías constructivas de cada país, es así que vemos al contrario de lo que menciona el autor, un gran énfasis en los diferentes usos de secciones multicelulares en el reglamento Cirsoc 801 (que toma de base la normativa AASHTO) (ver Figura II.16).

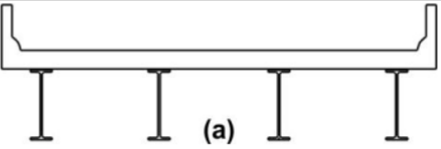
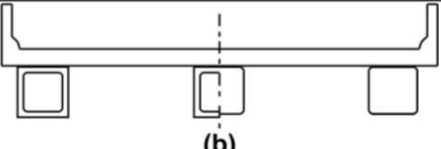
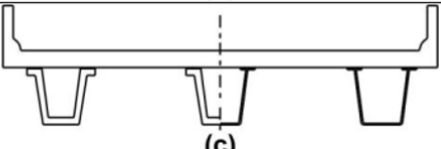
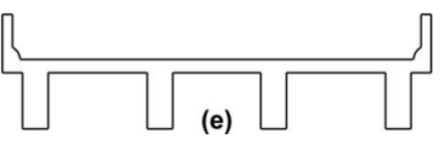
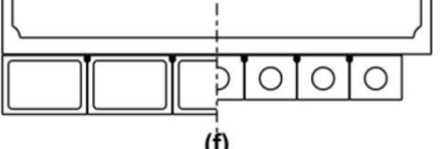
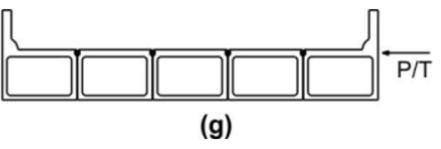
Elementos de apoyo	Tipo de tablero	Sección transversal típica
Viga de acero	Losa de hormigón colada in situ, losa de hormigón prefabricada, emparrillado de acero	
Vigas cajón cerradas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ	
Vigas cajón abiertas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ, losa de tablero de hormigón prefabricado	
Vigas cajón multicelulares hormigonadas in situ	Hormigón monolítico	
Viga T de hormigón colado in situ	Hormigón monolítico	
Vigas cajón prefabricadas de hormigón, macizas, alivianadas o celulares, con conectores de corte	Sobrecapa de hormigón colado in situ	
Vigas cajón prefabricadas de hormigón, macizas, alivianadas o celulares, con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	

Figura II.16 Secciones transversales típicas en el reglamento Cirsoc 801 (Fuente: [10]).

Se observa así, un gran número de opciones en cuanto a la tipología de vigas cajón multicelular, en donde se busca maximizar el ancho posible a costa de mantener una altura de la estructura razonable. Entre ellas encontramos, vigas cajón cerradas de hormigón prefabricado, vigas cajón abiertas prefabricadas con losa superior in-situ, vigas cajón multicelular monolítica, entre otros (ver Fig. II.16 a,c,d).

Por otro lado, cuando se requiere dar solución a curvas o anchos de calzada mucho más extensos, se puede recurrir al adosamiento de varias vigas cajón. Estas se pueden realizar unificando las vigas a partir de la losa superior o dejándolas separadas.

Desde el punto de vista de la flexión longitudinal, estas opciones son parecidas, pero cuando se tienen cargas asimétricas, las solicitaciones en una de las vigas generan torsiones indeseadas en la otra, utilizándose en mayor medida el formato de vigas separadas (ver Fig.II.17).

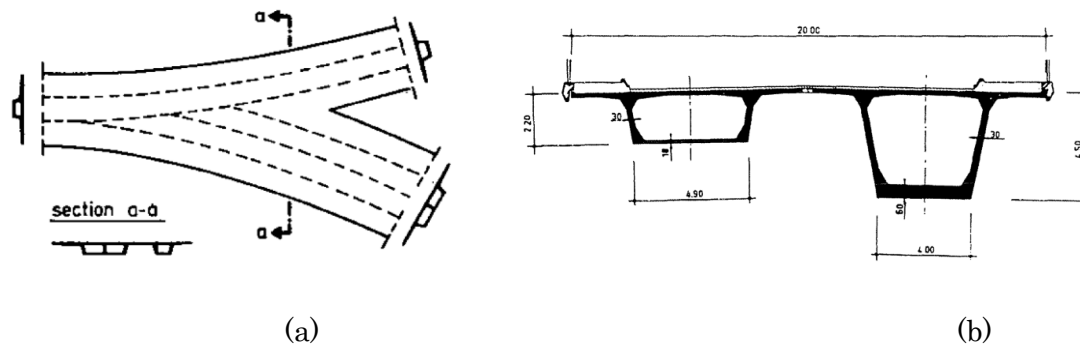


Figura II.17 a y b) Secciones cajón unificadas en la losa superior para dar solución a ensanchamientos de calzada (Fuentes: [1] [14]).

Otra forma de generar mayores anchos de sección, consiste en soportar los voladizos laterales con puntales, dando lugar a la **sección monocelular con puntales transversales** (ver Fig.II.18).

Generalmente, se opta por diseñar 3 vanos relativamente del mismo ancho que conforman la losa superior. Este diseño en una viga monocelular convencional sería inviable por las grandes solicitaciones transversales debido a la longitud de los voladizos. Evidentemente, esto no ocurre debido a la colocación de puntales inclinados que transmiten las cargas al alma y la losa inferior.

Estos puntales pueden transmitir estos esfuerzos de forma recta o a partir de triangulaciones, como se observa en la Fig.II.19, y es pertinente comentar su baja capacidad de mejorar las deformaciones por alabeo torsional.

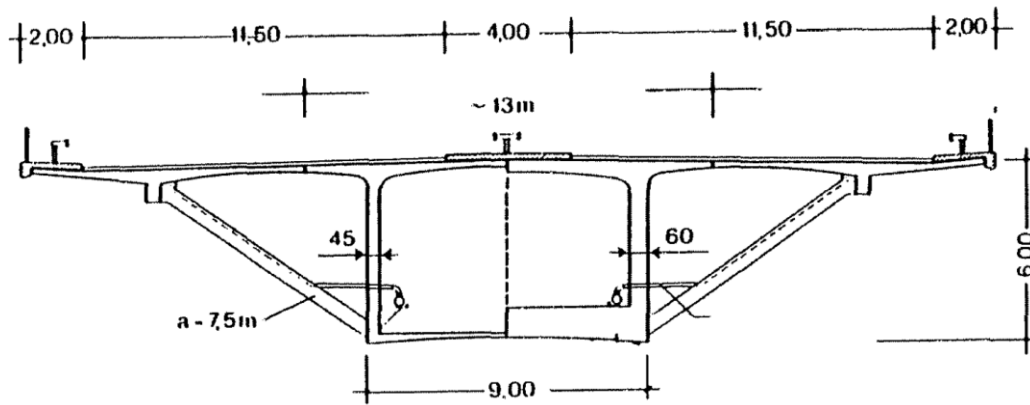


Figura II.18 Sección monocelular con puntales transversales (Fuente: [14]).

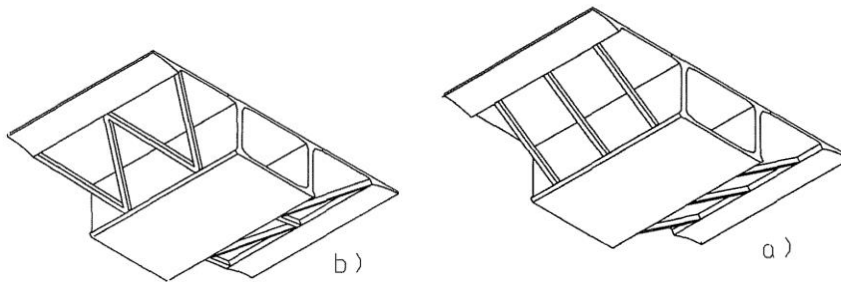


Figura II.19 Secciones monocelular con puntales transversales triangularizados (Fuente: [14]).

Por último, es posible mencionar algunos diseños más complejos, como el uso de dovelas y costillas prefabricadas, en donde los elementos ya construidos se unen a partir de juntas o bien vigas cajón cerradas con objetivos más funcionales como la contención de gases de emisión o la aislación acústica en autopistas (ver Fig.II.20).

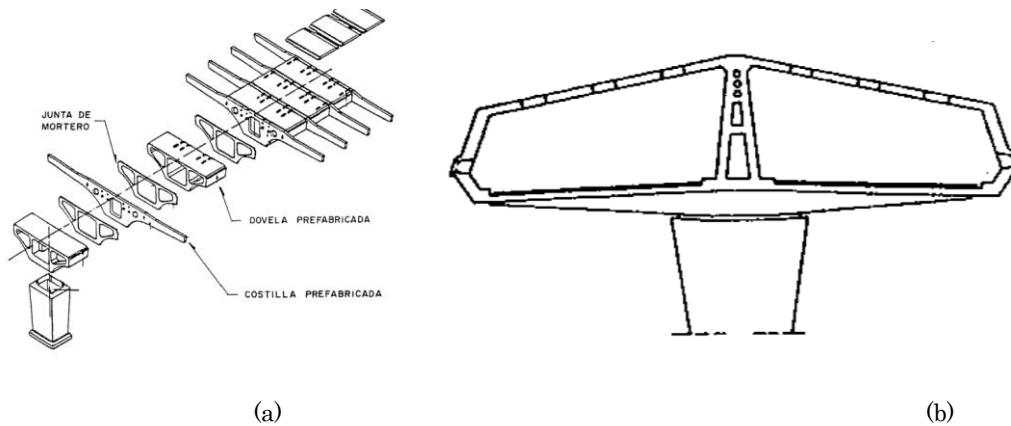


Figura II.20 a) Viga cajón compuesta por dovelas y costillas prefabricadas. b) Viga cajón cerrada (Fuente:[1]).

Así, se han presentado de manera introductoria el amplio abanico de tipologías de sección cajón que fueron surgiendo a lo largo de la historia, donde se observaron secciones monocelulares y multicelulares implementadas tanto en hormigón prefabricado como in-situ, cada una de ellas con sus características mecánicas y geométricas como así también sus limitaciones o ventajas constructivas que permiten dar solución al diseño de puentes con distintos requerimientos.

2.4 Factores de diseño

Como todo problema ingenieril, son varios los factores, variables y condiciones a tener en cuenta para el arribo a la solución óptima. En este apartado se introducen las condiciones o principios que rigen el diseño de la estructura en su aspecto global como así también los factores propios que definen las partes de la sección cajón a implementar.

2.4.1 Principios de diseño

Algunas de las variables específicas de cada proyecto se citan a continuación a modo de comprender el gran dominio de posibilidades que supone el diseño de una estructura:

En primer lugar, el **uso del puente** que define las cargas, los anchos y las dimensiones básicas de la viga cajón entre los cuales encontramos puentes peatonales, carreteros, de trenes, acueductos, entre otros.

El **emplazamiento** donde se construirá es otra variable de diseño, tanto si es un valle, llanura, o el medio de una ciudad, el paso de un río, etc. Esto condiciona los tramos y las luces de dichos tramos. También, define el trazado vertical y horizontal que puede ser recto o curvo, que tiene grandes influencias sobre el diseño.

El **aspecto económico** normalmente guía en la mayoría de los casos las definiciones técnicas de un proyecto; por ende, es pertinente considerar los materiales a utilizar y su accesibilidad y costo en relación a la ubicación del proyecto; la mano de obra, si existe disponibilidad de la misma y tienen la calificación necesaria; las máquinas y equipamientos necesarios para llevar a cabo los distintos métodos constructivos y el mantenimiento necesario para mantener la funcionalidad de la estructura durante toda la vida útil prevista.

Adicionalmente, se proponen ciertos lineamientos generales en cuanto al diseño del proyecto de un puente:

- Mantener un orden en los sistemas estructurales: mantener el sistema estructural para el puente (viga, arco, colgando o atirantado) y solo combinarlo con otra tipología en el caso que las condiciones de borde cambien significativamente a lo largo del puente.
- Armonía: prestar atención a las relaciones entre el largo de los tramos y las columnas que lo soportan y la altura de la sección del tablero del puente.
- Mantener un orden en el trazado: no realizar cambios bruscos en el trazado geométrico horizontal y vertical. Las conexiones de tramos rectos con curvos deberían realizarse la forma más suave posible.
- Simplicidad y claridad: enfatizar la función estructural y el uso del puente, y evitar adornos innecesarios.
- Integración con el entorno: subordinar el puente con respecto a su entorno, o en el caso que el entorno no destaque o esté edificado de forma desordenada hacer que el puente se destaque y de carácter al entorno.

2.4.2 Factores que condicionan la sección cajón

Cuando el enfoque se realiza meramente sobre la sección de la viga cajón, se pueden destacar los siguientes factores con más o menos la misma importancia: Tipología estructural, forma, proporciones, uso del puente, método constructivo y forma de sustentación de las cargas. Un resumen de las mismas se visualiza en la Fig. II.21.

Las variables se definen con el propósito de cumplir condiciones mecánicas, constructivas, económicas y funcionales.

Dentro de las mecánicas se pueden citar: capacidad de la resistencia a la flexión longitudinal y transversal, capacidad de resistencia a la torsión, resistencia al esfuerzo de corte, deformación y distorsión de la viga cajón, entre otros.

En cuanto a las condiciones económicas y constructivas, varían de acuerdo a los recursos, disponibilidad y ubicación de cada proyecto.



Figura II.21 Factores de diseño de la sección cajón (Fuente: Adaptación de [1]).

2.5 Métodos constructivos

Se destacan dos clases de métodos constructivos principales, la materialización del puente con hormigón in-situ o con hormigón prefabricado (dovelas). En ambos casos se busca posicionar el cable acero acorde al análisis interno de las solicitaciones para luego realizar su postesado.

2.5.1 Hormigón in-situ

La construcción de la viga cajón se hace predominantemente a partir de la colocación de las armadura y vainas sobre encofrados en los cuales se vierte el hormigón fresco para su posterior endurecimiento.

El hormigón adopta la forma del encofrado, logrando los distintos tipos de viga cajón mencionados.

Los diferentes métodos dentro de esta categoría varían en la manera en la que el encofrado es soportado y trasladado por los distintos tramos del puente.

2.5.1.1 Encofrado soportado por cimbra

El uso de encofrado soportado o apuntalado por cimbra ha sido ampliamente utilizado para puentes con una elevación sobre el terreno natural pequeña, ya que el encofrado debe ser soportado por el sistema de cimbras que transmite las cargas al suelo. Este sistema puede estar compuesto por perfiles metálicos livianos formando un entramado como se observa en la Fig. II.22 a.



Figura II.22 a) Sistema de cimbra metálica. b) cimbra materializada con columnas y vigas (Fuente: Ulma construction y [12]).

Cabe destacar el amplio número de torres de cimbra necesarias para mantener el encofrado estable a la hora del colado del hormigón. También, en casos donde la altura sea muy elevada y sea necesario salvar una luz con obstáculo, se implementan columnas a modo de cimbra hechas de perfiles metálicos y hasta de madera pesada en conjunto con vigas que sostienen el encofrado en toda la longitud del puente (ver Fig. II.22 b) [12].

Con respecto al encofrado, este puede materializarse a partir de madera o sistemas modulares prefabricados.

Es esencial mantener un buen espesor de los mismos ya que definen la forma y la terminación de los elementos estructurales y a su vez se espera que las superficies de estos sean de alta calidad y cumplan los requerimientos de textura de diseño.

La sección de la viga cajón se construye en etapas, se comienza con el hormigonado de losa inferior y las almas de la viga y se finaliza con la losa superior y los voladizos laterales.

Durante estas etapas se colocan las armaduras y las vainas correspondientes. Se observa las vainas inferiores colocadas en la losa inferior (ver Fig. II.23 a). También, se puede realizar el hormigonado de las almas y la losa inferior en una misma etapa (ver Fig. II.23 b) [12].



Figura II.23 a) Encofrado de viga cajón monocelular. b) Encofrado y hormigonado en etapas de viga cajón de varias células (Fuente: [12]).

2.5.1.2 Voladizo balanceado In-situ

Cuando la topografía, la altura, extensión del puente o las condiciones geotécnicas del suelo no permiten el uso de encofrado convencional o hace que este no sea rentable, se puede usar otros métodos constructivos como el del voladizo balanceado.

El método consiste en la construcción de la estructura a partir de un punto fijo (ver Fig. II.24 pilar del puente) en donde se hormigona los tramos de vigas a ambos lados resistiendo las cargas vinculadas como un voladizo al punto fijo, sin soporte temporal (cimbra).

Es un método progresivo en donde, se hormigona una parte, adquiere resistencia y luego dicha parte permite montar el encofrado del siguiente tramo; esto permite construir luces

de 50 a 250m, y se utilizan normalmente vigas de altura variable siendo más chicas en el medio para disminuir las solicitaciones.



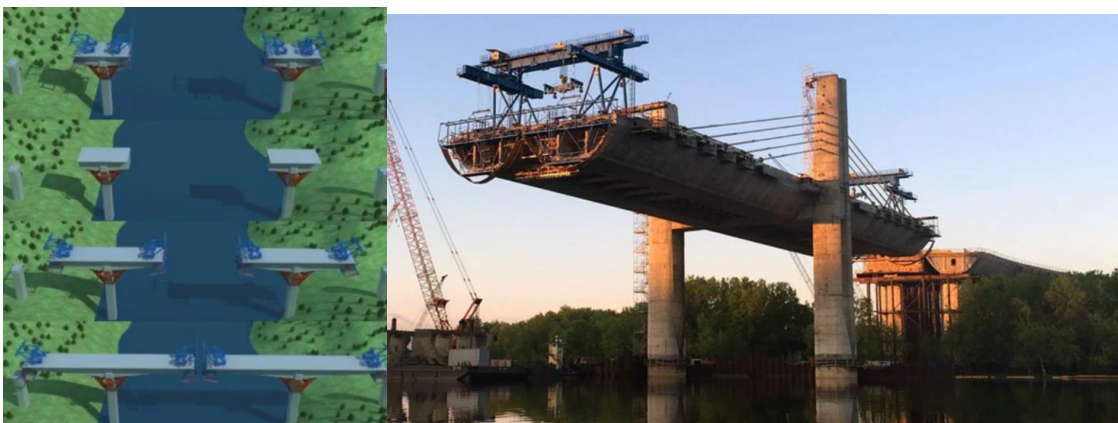
(a)

(b)

Figura II.24 a) Puntos fijos columnas. (b) Voladizos contruidos a ambos lados (Fuente: Theconstructor [12]).

En primer lugar, se construye el punto fijo, es decir la columna o pila del puente (Fig. II.24). A partir de este se monta el encofrado especial desplazable que permite generar tramos del puente de 3 a 5 metros (variando su altura).

Así, se produce la construcción en etapas, y su carácter de “balaceado” se adquiere porque los tramos del puente se van hormigonando en cada etapa a ambos lados de la pila. Se puede observar le progresión del proceso constructivo en la Fig. II.25 a.



(a)

(b)

Figura II.25 a) Proceso constructivo del método por voladizo balanceado. b) método constructivo utilizando voladizo atirantado (Fuente: The constructor.com y Bridge tech).

Una variante a este método muy utilizado en puentes atirantados, consiste en materializar cada tramo del voladizo y sujetarlo mediante un cable de acero traccionado a la superestructura del puente (ver Fig. II.25 b).

Es evidente el mayor alcance de este método debido al mayor soporte de los tramos en voladizo, permitiendo la construcción de luces mucho más extensas.

2.5.1.3 Lanzamiento incremental o puentes empujados

El método de lanzamiento incremental esta especialmente preparado para puentes continuos de varios tramos, en donde se tiene un tablero de altura preferentemente constante y una pendiente nula o muy sutil.

Consiste en hormigonar tramos del tablero de 15 a 30m de largo en un encofrado fijo y luego empujar una sección completa del puente hacia adelante a partir de gatos hidráulicos.

Se observa la necesidad de contar con una viga que contenga las reacciones verticales y un pico de avance o nariz metálica que evita que los tramos del puente permanezcan en voladizos muy extensos generando un gran aumento de las solicitaciones (ver Fig. II.26).

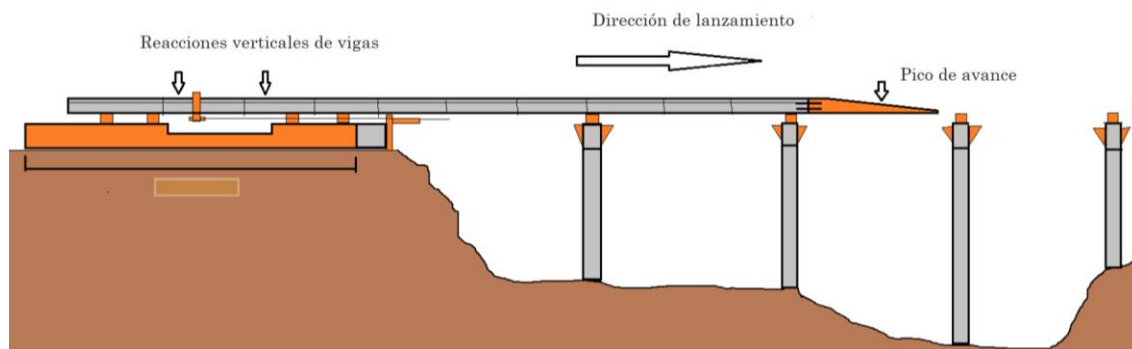


Figura II.26 Método de lanzamiento incremental (Fuente: [16]).

Algunas ventajas que presenta este método constructivo frente a otros métodos tradicionales, comentadas por un fabricante, incluyen [17]:

- Bajo impacto en zonas medioambientalmente sensibles.
- Disminución en el tamaño de la zona de montaje.

- Mayor seguridad durante la construcción, que se lleva a cabo principalmente a nivel del suelo.
- Ahorro en transporte y reducción general de los elementos de construcción.
- Acabado y rendimiento de mayor calidad gracias a unas mejores condiciones de trabajo y a la repetición de tareas.
- Facilidad de acceso a lugares restringidos o limitados, por ejemplo, sobre ríos, valles profundos, carreteras o vías ferroviarias, o sobre terrenos en mal estado o áreas con protección medioambiental.

Aunque estas importantes ventajas hacen que el uso de esta técnica sea una opción muy interesante, algunos aspectos requieren de un alto nivel de experiencia, tanto en términos de personal como de equipos (ver Fig. II.27).



Figura II.27 Puente desarrollado a partir del método de lanzamiento incremental (Fuente: [17]).

2.5.2 Hormigón prefabricado

En este caso, los tramos de la viga cajón se fabrican por fuera del emplazamiento del puente en patios de fabricación y luego son transportados, unidos y tensados para materializar toda la longitud del mismo.

Dichos tramos se fabrican en encofrados metálicos (ver Fig. II.28 a) los cuales permiten lograr una excelente terminación, y generar las ranuras o machimbres para obtener mayor exactitud en la futura unión de los elementos (ver Fig. III.28 b).

A su vez, las distintas piezas deben contener los huecos necesarios para el traspaso del cable que será posteriormente tesado.

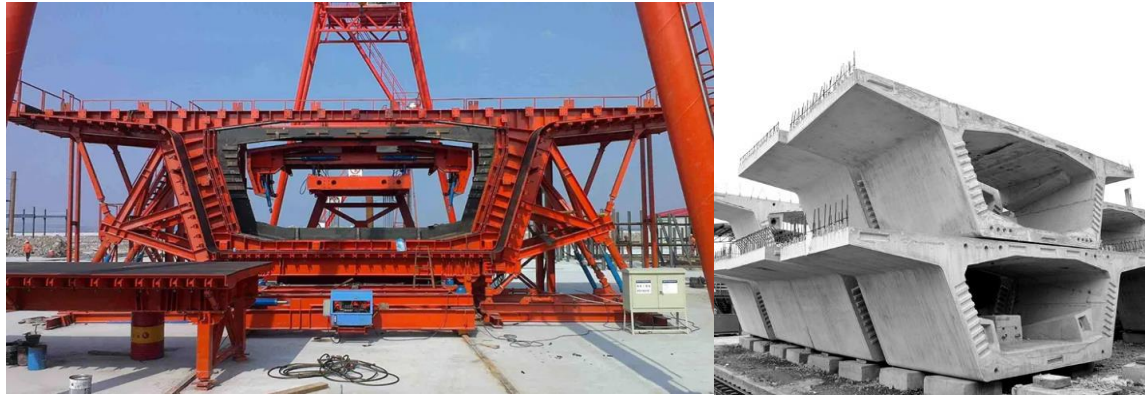


Figura II.28 a) Encofrados metálicos de viga cajón b) tramos de viga cajón prefabricadas con ranuras de conexión (Fuente: victoryepes.blogs).

2.5.2.1 Pórticos de lanzamiento prefabricados

Uno de los métodos para montar los tramos prefabricados y tensarlos consiste en el uso de un pórtico de lanzamiento; el mismo se apoya entre dos pilares del puente en donde eleva y desplaza las piezas de hormigón, luego las hace coincidir perfectamente entre ellas para finalmente atravesarlas con el cable de tesado y aplicar la fuerza de tesado prevista (ver Fig.II.29).

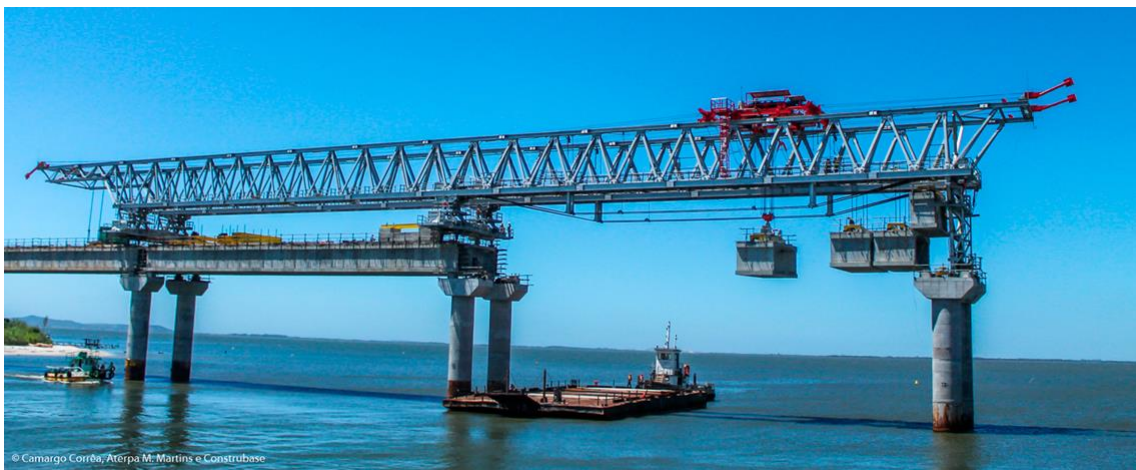


Figura II.29 Pórticos de lanzamiento para la colocación y tesado de piezas prefabricadas (Fuente: BERD construcción).

2.5.2.2 Voladizo balanceado con hormigón prefabricado

Si bien, ya se mencionó este método con su respectiva aplicación utilizando hormigón in-situ, cabe mencionar su variante utilizando hormigón prefabricado; esta técnica destaca por su uso en puentes de gran altura, evitando el uso de encofrados o cimbra, siendo su rango de aplicación luces entre 50m a 250m, siendo posible su extensión a puentes con luces de 400m con dovelas atirantadas de forma provisional [20].

En primer lugar, las columnas son construidas con sus respectivas fundaciones en donde se monta una plataforma de erección o arranque de la pila. A partir de esta plataforma utilizando bastidores de elevación (ver Fig. II.30) se colocan cada uno de los tramos prefabricados, que son sucesivamente anexado a partir de juntas y posteriormente tensados para lograr la extensión del voladizo; luego el bastidor avanza, y el proceso se repite hasta completar toda la luz del puente.



Figura II.30 Método de dovelas sucesivas con hormigón prefabricado (Fuente: Structurecenter).

Asimismo, se comenta la existencia de otros métodos constructivos, además de los mencionados, implementados por diversas empresas a lo largo de la historia.

El hormigón in-situ es más ventajoso en la construcción de tableros más anchos y difíciles de transportar, ya que hay que transportar solo el material a hormigonar, influyendo en el tamaño y el tipo de equipo a utilizar. Por otro lado, se debe considerar la colocación y el soporte del respectivo encofrado.

También, las terminaciones y alineaciones varían entre los distintos métodos, logrando mejores terminaciones con el hormigón prefabricado realizado en los patios de hormigonado, pero siendo más difícil arreglar cualquier alineación necesaria ya en el montaje.

En conclusión, cada método constructivo dependerá del tipo de sección cajón a utilizar, la vinculación de los tramos del puente, la luz que se desea salvar, la altura a la que estará dicha luz y los obstáculos que tendrá por debajo, como así tan bien la tecnología y disponibilidad constructiva de la región.

2.6 Aplicación de la sección cajón

Tal y como ha sido mencionado, la sección cajón de hormigón ya es, hacía varios años, una de las tipologías estructurales de puentes más esparcida a nivel mundial. Esto es fruto de su versatilidad en cuanto a las posibilidades de luces a salvar como la utilización del hormigón como material principal y el ahorro del uso eficiente del mismo.

Consecuentemente, es pertinente el estudio de las aplicaciones que ha tenido esta tipología a nivel regional e internacional.

Se considerarán dos categorías, los puentes de grandes luces, mayores a 80 metros y puentes de luces medianas y pequeñas, menores a los 60 metros.

2.6.1 Grandes luces

Varios son los puentes construidos a nivel regional que utilizaron la sección cajón en sus diferentes tipologías para salvar las grandes luces que tienen como obstáculo los ríos Paraná, Paraguay y Uruguay.

Recientemente para llevar a cabo la construcción actual del puente Asunción-Chaco i, se realizó un estudio de alternativas estructurales de puentes para definir la mejor opción a considerar, en donde se estudiaron los puentes implementados en los ríos anteriormente mencionados [3].

2.6.1.1 Puente “Libertador, General San Martín” – Río Uruguay

El primer puente que conectó la República Argentina con el Uruguay, uniendo las ciudades de Gualeguaychú (Argentina) y Fray Bentos (Uruguay) fue el “General San Martín” inaugurado en el año 1976.

El mismo fue construido con un tramo principal de 220 metros de luz sumándose a los 46 tramos que componen el puente [21] (ver Fig. II.31). Su ancho de 11,30 metros permite el paso de dos carriles vehiculares.

En cuanto a su tipología estructural, se utilizaron vigas prefabricadas de 30 a 40 metros de luz y para el tramo principal y para sus adyacentes se implementó una sección cajón de canto variable (ver Fig.II.32).

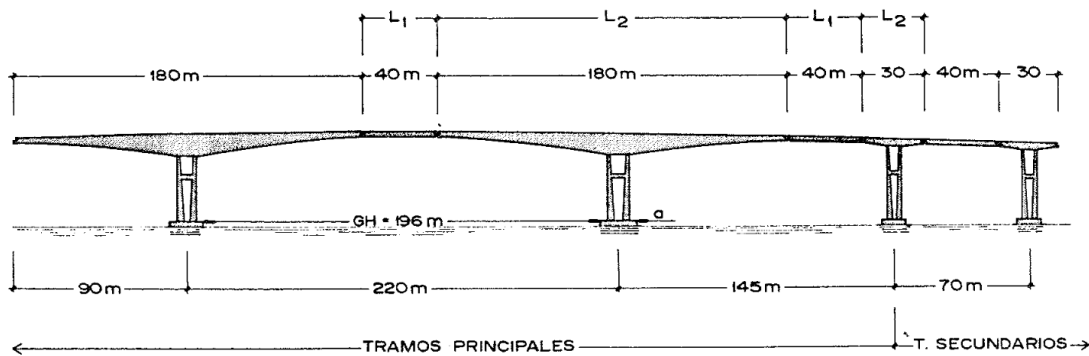


Fig. 2

Figura II.31 Vista longitudinal de tramos del puente “Libertador, General San Martín” (Fuente:[21]).

SECCIONES

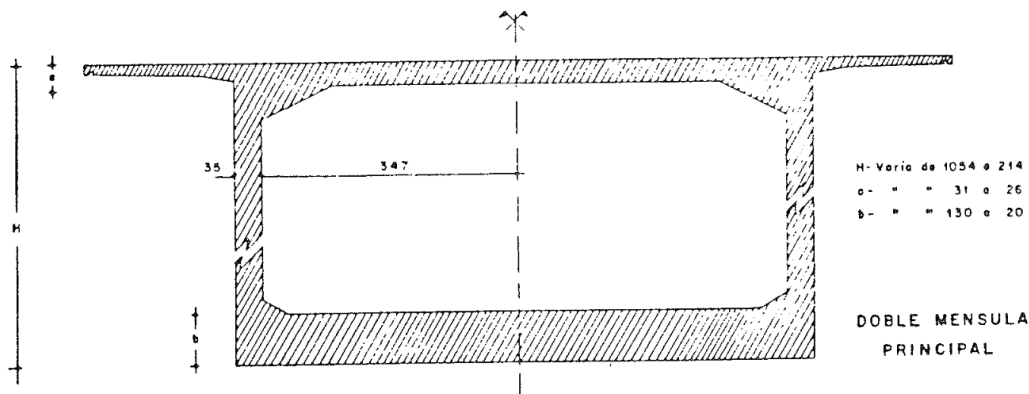


Figura II.32 Sección monocelular utilizada en el puente “Libertador, General San Martín” (Fuente:[21]).

Este es un primer claro ejemplo de aplicación de esta sección cajón monocelular de inercia variable, siendo máxima en la zona del apoyo y mínima en el medio de la luz (ver Fig.II.33); el método elegido para llevar a cabo su ejecución fue el de voladizos sucesivos.



Figura II.33 Imagen del puente “Libertador, General San Martín” (Fuente:[22]).

2.6.1.2 Puente “General Artigas” – Río Uruguay

En este caso, se presenta un puente de características similares al previamente descrito. La obra vial internacional que conecta las ciudades de Paysandú y Colón fue inaugurada oficialmente en el año 1975, y cuenta con un vano principal de 140 metros y una altura libre de 34 metros. Los tramos contiguos a este gozan de una luz de 97,5 metros entre ejes de apoyo, los respectivos métodos constructivos corresponden a la implementación de la viga cajón monocelular de altura e inercia variable y vigas prefabricadas postensadas en los demás tramos (ver Fig. II.34).

El viaducto total está constituido por 44 vanos de 46 m. de luz entre pilas, 34 de ellos se albergan en territorio argentino mientras que los otros 10 en territorio uruguayo. El puente y viaducto tienen una calzada de 8 m. de ancho con dos veredas laterales de 1,80 m. cada una debajo de las cuales quedan los espacios libres para el paso de instalaciones de servicios [22].



Figura II.34 Imagen del puente “General Artigas” (Fuente: [22]).

2.6.1.3 Puente “General Belgrano” – Río Paraná

En lo que respecta a los puentes sobre el río Paraná, en primer lugar, destaca el puente Chaco-Corrientes inaugurado en el año 1973, permitiendo la vinculación de las capitales de las respectivas provincias con el pase de más de 10 mil vehículos diarios. El mismo cuenta con una luz máxima de 245m, una longitud total de 1,7 km y una calzada de 8,3m, que, junto a una vereda de 3,6 metros logra alcanzar un ancho de 11,9m.

Su tipología estructural difiere de acuerdo a la parte del puente de la que se esté hablando y los tramos de menores luces, propio de las zonas cercanas a los estribos están formados por vigas prefabricadas postensadas simplemente apoyadas y vinculadas a través de vigas transversales y una losa hormigonada in-situ en la parte superior. Luego, en los tramos de mayores luces, encontramos dos vigas cajón de canto variables y de paredes verticales en ambos extremos. Los tres tramos principales del puente, materializados con dicha sección se encuentran atirantados por varios obenques reemplazables para su mantenimiento.

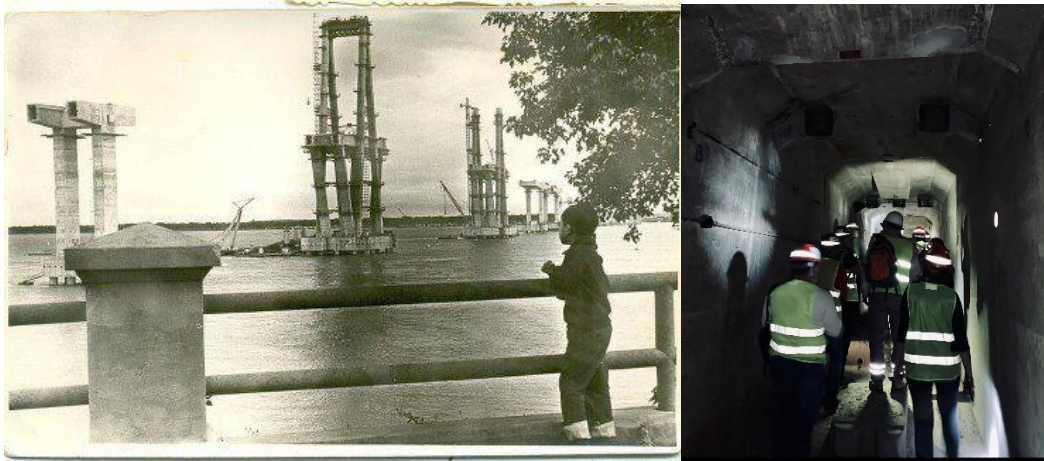


Figura II.35 Foto antigua construcción puente Chaco-Corrientes, y foto de visita de obra dentro de la viga cajón del puente (Fuente: Diario Norte y fotografía personal de visita de obra).

Estos tramos de sección cajón eran vinculados uno tras uno a partir de un tesado interno como se visualiza en la Fig. II.35. Una vez más, se opta por las secciones huecas por su alta resistencia mecánica y su bajo peso relativo.

2.6.1.4 Puente “Internacional San Roque González de Santa Cruz” – Río Paraná

Desde su inauguración en 1990 el tráfico del puente internacional que une Posadas, Argentina con Encarnación, Paraguay, creció de forma desmesurada hasta alcanzar los 13 millones de personas que lo utilizaron hasta el año 2017 [23].

Con respecto a la obra en sí, la misma tiene 2550 metros en total, con un puente que atraviesa el canal de navegación de 570 metros, con luz intermedia central de 330m y dos laterales de 115 metros cada una. En total cuenta con 29 tramos de 55 metros del lado argentino y 7 del lado paraguayo.

En cuanto a su estructura, se implantó una sección cajón multicelular de 3 celdas, con almas inclinadas. Estas fueron materializadas a partir de dovelas, es decir, tramos prefabricados del puente con la sección mencionada; en cuanto a su geometría, contaban con una longitud de 10 metros de largo y un ancho de casi 19 metros (ver Fig. II.36).

Cada dovela era alzada hasta su respectiva cota de servicio, en la cual era pretensada y a su vez atirantada a partir de obenques en sus extremos, que se vinculaban posteriormente

al pilón del puente (ver Fig. II.37). La altura libre del intradós del puente y el pelo de agua era tan solo de 18 metros, mucho menor en comparación de otros puentes que sobrepasan el río Paraná, pero suficiente para permitir el pasaje de las debidas embarcaciones.

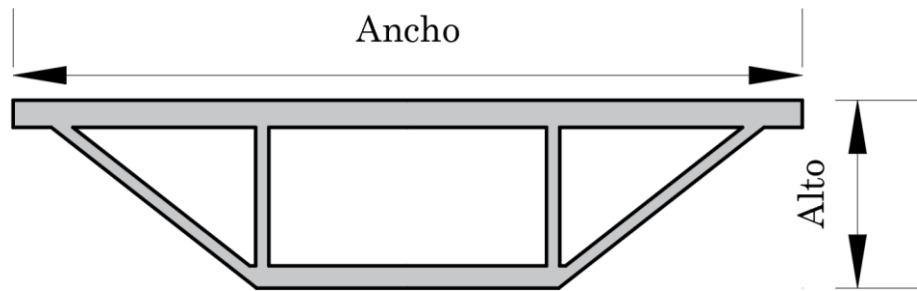


Figura II.36 Sección multicelular puente “Internacional San Roque González de Santa Cruz” (Fuente: Elaboración propia).



Figura II.37 Puente “Internacional San Roque González de Santa Cruz” (Fuente: Arenera JM).

2.6.1.5 Puente Internacional Tancredo Neves – Río Paraná

Otro puente de similares características a los mencionados previamente sobre el río Uruguay, corresponde al puente internacional de la Fraternidad, vinculando Foz do Iguazú, Brasil y Puerto Iguazú de la república argentina. El mismo salva una luz de 220 metros, con ancho de calzada de 16,50 metros y una altura de 72 metros (ver Fig. II.38). Su tipología corresponde a una viga cajón monocelular de altura variable construida a partir de voladizos sucesivos. [24]



Figura II.38 Fig. II.38. Puente “Puente Internacional Tancredo Neves” (Fuente: ON Cuba).

2.6.1.6 Puentes Remanso Castillo y Concepción Puerto Militar – Río Paraguay

Por último, en este apartado de aplicaciones de puentes de grandes luces se tiene el puente Remanso castillo y el puente Concepción Pto. Militar. De similar construcción, son los únicos puentes que conectan las dos regiones del Paraguay permitiendo el vínculo comercial entre Bolivia y Brasil, junto al puente Chaco-i actualmente en construcción, previamente mencionado.

El primero está ubicado en la zona de acceso a Asunción por el río Paraguay, construido en 1978, es un puente de sección cajón materializado con hormigón pretensado; cuenta con un vano central de 170 metros y los otros de 85 metros (ver Fig. II.39), también construido a través de voladizos sucesivos con tramos de sección cajón de paredes verticales.

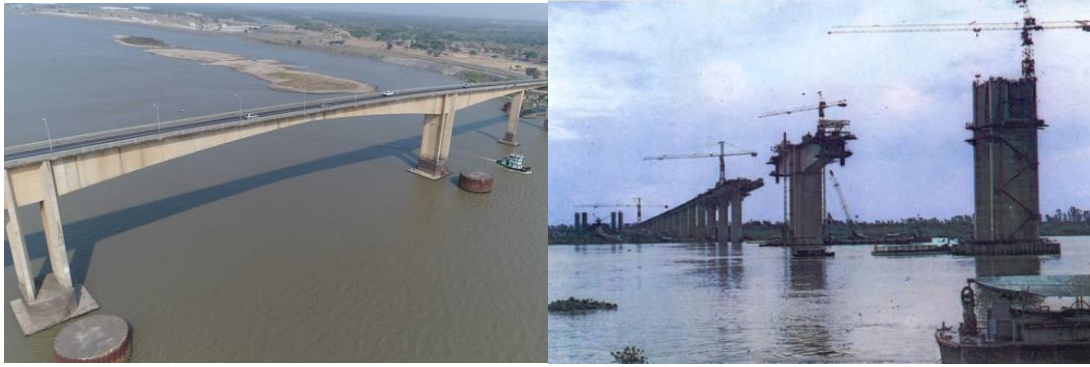


Figura II.39 Puente “Puente Remanso Castillo” (Fuente: [25]).

El segundo, corresponde al puente Concepción Pto. Militar, también sobre el río Paraguay, con dimensiones similares al Remanso Castillo, la obra tiene una extensión de 1305 metros, con luz máxima en el canal de navegación de 170m, y tramos adyacentes de 85 metros (ver Fig. II.40 y Fig. II.41).

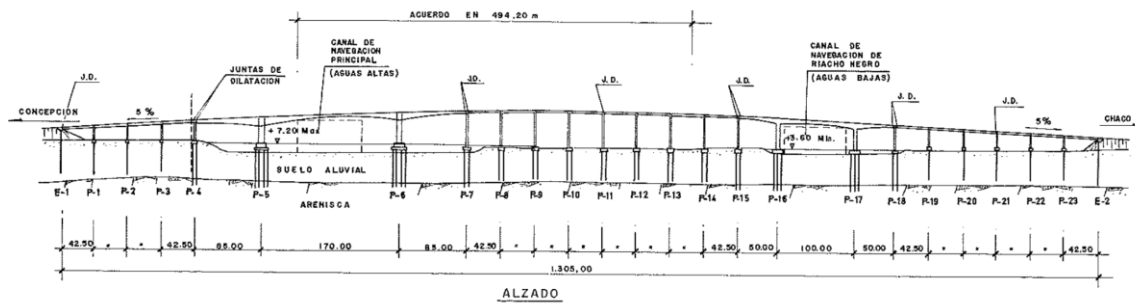


Figura II.40 Puente Concepción Pto. Militar, tramos longitudinales (Fuente: [25]).

Su tipología constructiva también es la misma y consta de una viga cajón monocelular de almas rectas, con altura variable a lo largo de la longitud el puente, construidas a partir del método de las dovelas sucesivas balanceadas a ambos lados de las pilas, con una cronología indicada en la Fig. II.41.

Respecto a la variación del canto de la sección, es máxima en la zona de los apoyos alcanzado 3,5metros y mínima en el medio del mismo con 2,5 metros de altura. La losa inferior de la sección también sufre grandes variaciones pudiendo ser de 20 cm a 1 metro, el ancho se mantiene constante durante toda la longitud y consta de 10,5 metros.

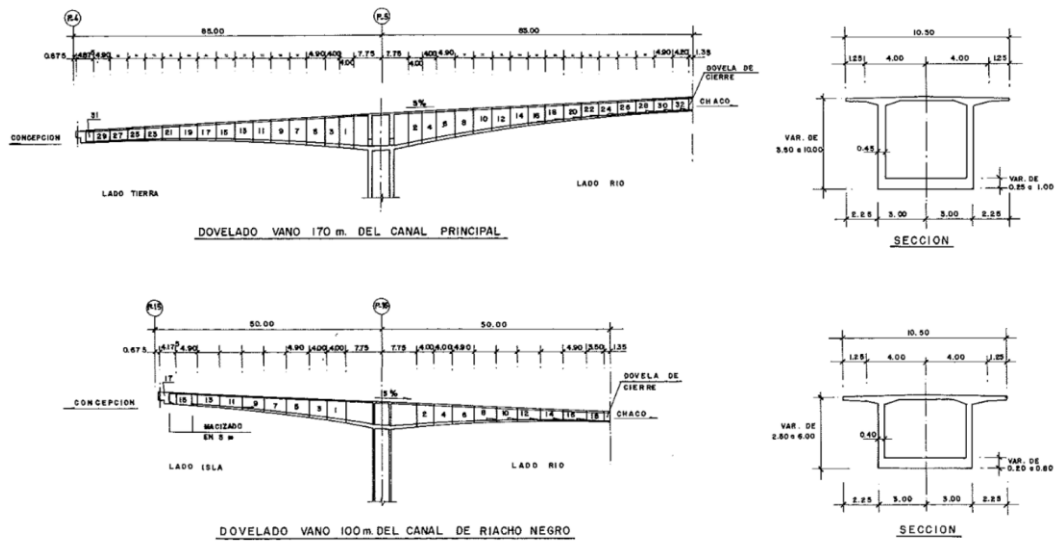


Figura II.41 Puente Concepción Pto. Militar, secciones utilizadas (Fuente: [25]).



Figura II.42 Fotografía puente Concepción Pto. Militar (Fuente: Diario Concepción).

2.6.2 Pequeñas y medianas luces

En realidad, la implementación de la viga cajón con hormigón pretensado no se justifica para luces menores a los 25 metros; en cambio se ven amplias aplicaciones para luces

medianas, en proyectos con un emplazamiento urbano, tales como la materialización de trenes urbanos sobreelevados o un puente carreteros de mediana altura.

2.6.2.1 Línea de tren Tigre- Retiro. Buenos Aires

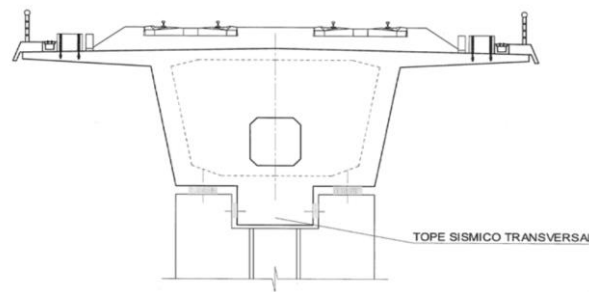
Respecto a puentes urbanos, se presenta el método constructivo implementado para el desarrollo de la vía ferroviaria que conecta Tigre con la estación de Retiro en Buenos Aires.

La misma corresponde a una sección cajón monocelular con vinculación isostática, simplemente apoyada, materializado a partir de dovelas prefabricadas; sus luces y alturas libres dependen de los obstáculos a salvar, rondando los 20 metros.

Un esquema del mismo se visualiza en la Fig. II.43. con el gálibo necesario para la colocación de por lo menos dos vías ferroviarias.



(a)



(b)

Figura II.43 a) Vista en perspectiva de la línea de tren Retiro-Tigre, Buenos Aires. b) Sección cajón monocelular tipo para vías ferroviarias (Fuente: Google Maps y Adif).

2.6.2.2 Línea de tren San Martín- Retiro, Buenos Aires

Otro tipo de viga cajón implementada en la región se encuentra en la línea de tren ferroviario Retiro- San Martín, también en la ciudad de Buenos Aires, en donde se utilizaron vigas cajón abiertas de sección “u” prefabricadas, simplemente apoyadas. Cuenta con luces medianas de 25 metros y una altura libre de paso de 4,5m. Las vigas se apoyan sobre apoyos de neopreno que permiten su rotación para luego generar el cerramiento de las secciones con una losa de compresión en la parte superior (ver Fig. II.44.-45)

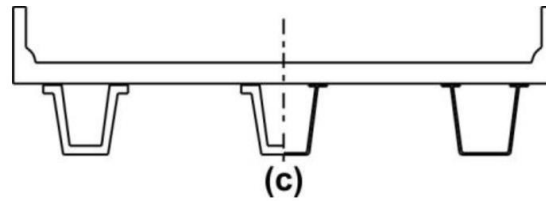


Figura II.44 Vista en perspectiva de la línea de tren Retiro-San Martín. Buenos Aires (Fuente: Google Maps).

Figura II.45 Esquema de vigas cajón abierta de sección “u” con losa de compresión hormigonada in-situ (Fuente: Cirsoc 801).

2.6.2.3 Puente Añashuayco, Arequipa, Perú.

El puente urbano Añashuayco, construido sobre la avenida industrial en el distrito cerro colorado de Arequipa, cuenta con una longitud total de 90 metros y divide en tres tramos de 35 metros la mayor luz a salvar y dos adyacentes de 27,5 metros (ver Fig. II.46). Posee altura libre de 20,67 metros en el medio de su tramo central que varía a lo largo del puente por la topografía del terreno natural.

Estructuralmente se lo plantea con una viga multicelular de 29,9 metros de ancho y dos voladizos externos de 1,9 metros, permitiendo la circulación de varios carriles vehiculares y peatonales (ver Fig. III.47). Debido a esto se requirió un importante apoyo lateral constituido por 6 pilares circulares separados cada 5,2 metros en todo el ancho del puente.

La altura de la sección y su inercia se mantiene constante en toda su longitud, pero se colocaron vigas diafragma transversales en los estribos del puente y en los apoyos con los pilares.

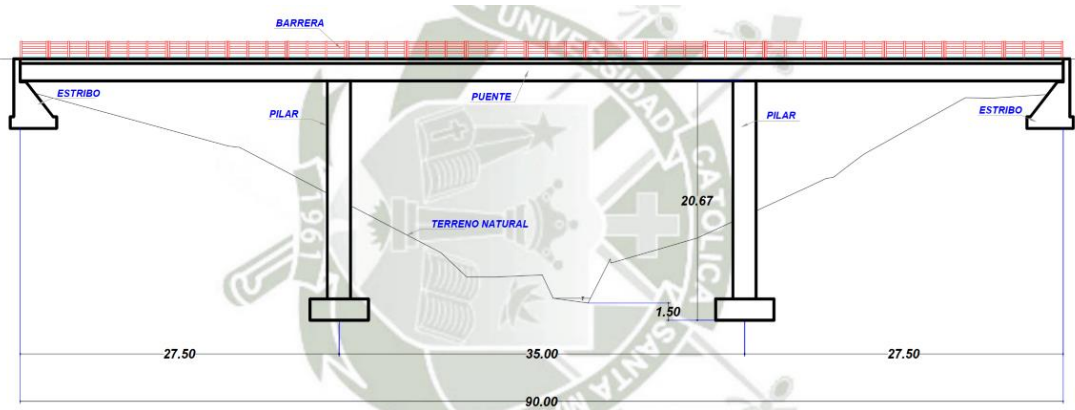


Figura II.46 Puente Añashuayco, vinculación longitudinal (Fuente: [28]).

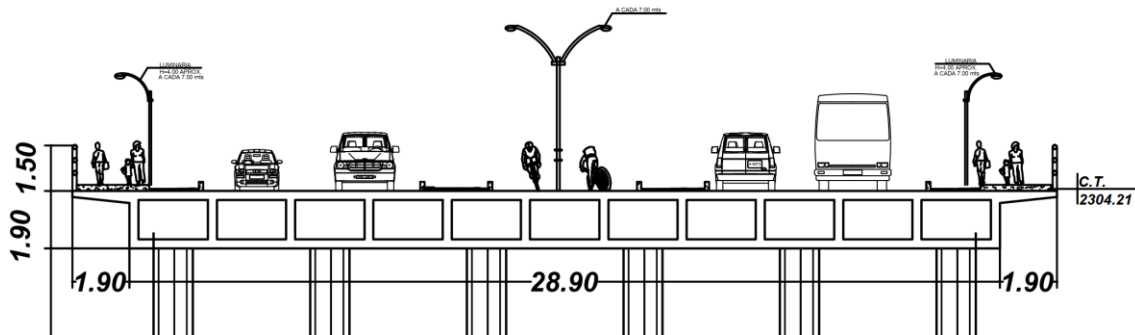


Figura II.47 Puente Añashuayco, vista transversal con carriles de circulación (Fuente: [28]).

En cuanto al predimensionamiento y elección de la viga cajón multicelular, el autor destaca la consideración de varios factores como: la longitud de luz del puente, la altura utilizada, proceso constructivo, personal técnico, medios auxiliares y equipos disponibles.

Se optó por la misma debido a su principal ventaja de rigidez transversal, que permitía una menor distorsión, mayor resistencia a torsión, pequeños espesores de las partes que componen la viga y la posibilidad de tener una baja altura de la sección mejorando su estética [28]. Así se consideraron 11 celdas, con almas de 30 cm, separadas a 2,6 metros entre sí. Una losa superior e inferior de 30 cm, y una altura de 1,9 metros (ver Fig. II.48).

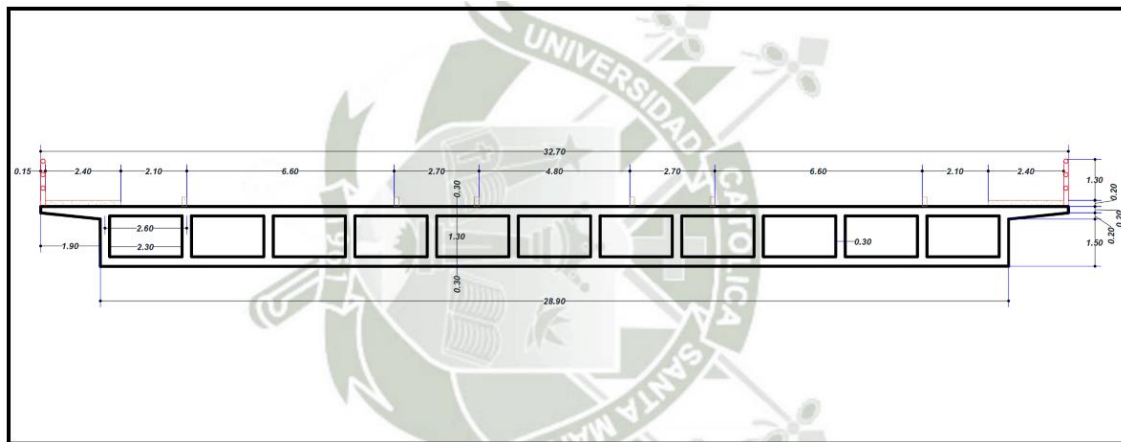


Figura II.48 Puente Añashuayco, Sección cajón multicelular de 11 celdas (Fuente: [28]).

2.6.2.4 Puente Grau, Piura, Perú

El puente Grau, ubicado en el río Piura, Perú, cuenta con una extensión de 304,8m constituido por 6 tramos de tipo pórtico de hormigón pretensado, con luces máximas de 51,2 metros; la superestructura se encuentra apoyada sobre cinco pilares en el medio de la longitud del puente y dos estribos en los extremos, inmovilizados a partir del relleno con suelo de los mismos (ver Fig. II.49) [29].

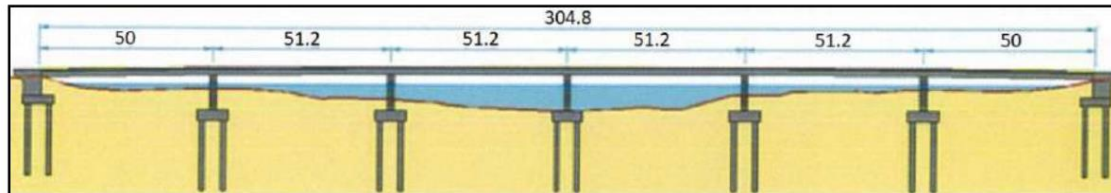


Figura II.49 Puente Grau.Piura poyos longitudinales (Fuente: [29]).

Estructuralmente, el puente está constituido por una sección cajón multicelular de 3 celdas de hormigón pretensado; sus almas son de 30 cm de espesor, 2 verticales y dos inclinadas.

La losa superior tiene 20 cm, mientras que la inferior es de 15 cm en el medio de la luz y alcanza los 20cm en las zonas adyacentes a los apoyos, debido a los grandes esfuerzos de corte y momento negativos, la altura de 2 metros de la sección se mantiene constante durante toda su longitud y al igual que su ancho de 13,2 metros (ver Fig. II.50) [29].

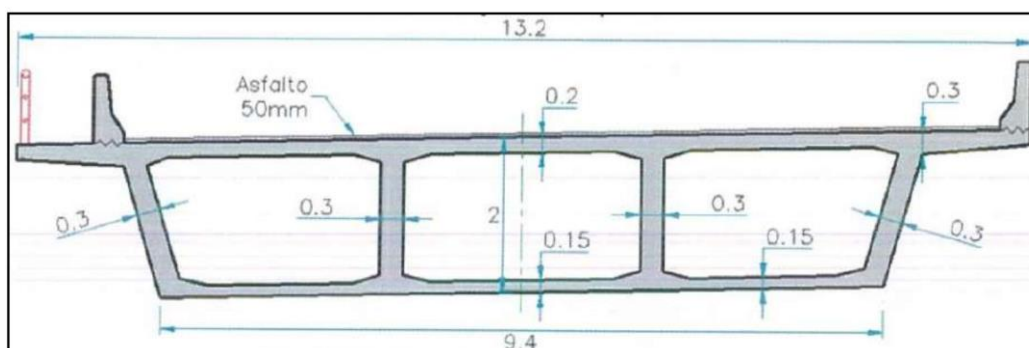


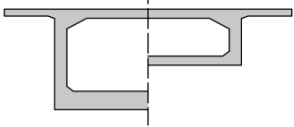
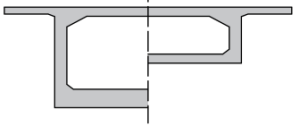
Figura II.50 Puente Grau, Piura sección transversal, viga cajón de 3 células (Fuente: [29]).

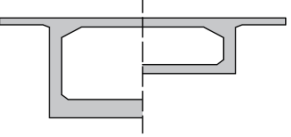
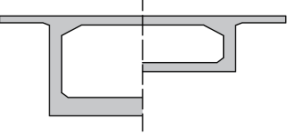
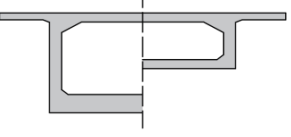
2.6.3 Vista general de las aplicaciones mencionadas

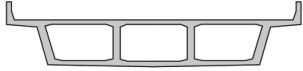
Todos los ejemplos considerados, permiten comprender la importancia de este tipo de sección para la generación y el desarrollo de viaductos en un gran rango de situaciones posibles. Se observaron puentes de sección monocelular y multicelular, de luces que varían de los 25 metros hasta más de 200 metros, con varios métodos constructivos, y construidos en varias regiones a lo largo de Sudamérica.

Un resumen de los mismos es presentado a continuación:

Tabla II.1. Resumen de secciones cajón utilizadas en la región.

Nombre	Ubicación	Año	Luz (m)	Tipología	Esquema
Puente “Libertador General San Martín”	Rio Uruguay. Gualeduaychú -Fray Bentos	1976	220	Cajón monocelular almas verticales inercia variable	
Puente “General Artigas”	Río Uruguay. Colón Paysandú	1975	140	Cajón monocelular almas verticales inercia variable	

Puente “General Belgrano”	Río Paraná. Resistencia – Corrientes	1973	245	Cajón multicelular almas verticales	
Puente “Internacio nal San Roque González de Santa Cruz”	Río Paraná. Posadas – Encarnación	1990	330	Cajón multicelular 3 celdas, almas inclinadas	
Puente Internacion al Tancredo Neves	Río Paraná. Foz do Iguazú – Puerto Iguazú	1980	220	Cajón monocelular almas verticales inercia variable	
Puentes Remanso Castillo	Río Paraguay- Asunción	1978	170	Cajón monocelular almas verticales inercia variable	
Concepción Pto. Militar	Río Paraguay- Concepción	1985	170	Cajón monocelular almas verticales inercia variable	
Línea de tren Tigre- Retiro. Buenos Aires	Buenos Aires	1995	25	Cajón monocelular almas inclinadas inercia constante	
Línea de tren San Martín- Retiro.	Buenos Aires	1978	25	Cajones abiertos Sección “u”	

Puente Añashuayco	Arequipa, Perú	2015	35	Cajón multicelular 11 celdas	
Puente Grau	Piura, Perú	2017	51	Cajón multicelular 3 celdas	

Finalmente, en este capítulo se logra uno de los objetivos del trabajo, ya que se realizó una revisión bibliográfica sobre el diseño, análisis, tipos y aplicaciones de puentes con vigas de sección cajón, lo que permitió incorporar el conocimiento necesario para el futuro desarrollo del mismo.

3 Introducción a los algoritmos genéticos (AG)

En el presente capítulo, se aborda una introducción a la optimización de problemas mediante el uso de algoritmos genéticos. Como objetivo se plantea comprender los conceptos fundamentales en los que se sustentan, y analizar sus componentes.

Además, se exploran las diversas opciones y mejoras que surgieron a lo largo de los años para mejorar la efectividad de estos algoritmos.

3.1 Introducción a la optimización

3.1.1 Optimización estructural

En las bases que sustentan este trabajo se encuentra la necesidad de los ingenieros de diseñar estructuras seguras, eficientes, estéticas y que a su vez sean prioritariamente económicas y ambientalmente sostenibles, esto implica minimizar tanto el consumo de energía como los recursos empleados para su ejecución.

Por otro lado, el proceso de cálculo tradicional de proyectos estructurales implica la propuesta de un diseño inicial (predimensionado), un análisis estructural y una verificación de normativa, la cual permitirá evaluar la “seguridad” de la estructura y determinar si el diseño es válido o no (ver Fig. III.1); sin embargo, con el fin de lograr una

óptima relación seguridad-costo, es necesario realizar ajustes en este proceso para obtener los resultados deseados.

Aquí se reafirma una vez más el carácter iterativo del diseño estructural, que en varias ocasiones lleva a finalizar prematuramente esta etapa de diseño debido a limitaciones de tiempo o recursos, lo cual puede generar proyectos sobredimensionados.

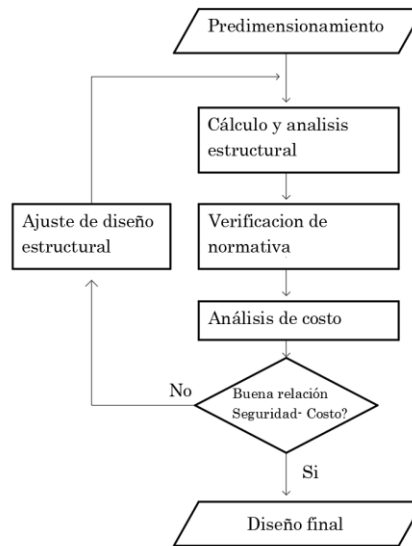


Figura III.1 Proceso de diseño estructural (Fuente: Elaboración propia).

Además, para poder realizar el ajuste del predimensionamiento, el ingeniero debe ser consciente de las variables que influyen en el diseño; entre ellas se encuentran las verificaciones reglamentarias, las restricciones específicas del proyecto y las limitaciones constructivas del diseño y además se requiere cierto nivel de experiencia para lograr la eficiencia en este proceso de ajuste. Es aquí, donde la optimización estructural cobra real importancia.

Pero, ¿qué se entiende precisamente por optimización estructural?, en primer lugar, se puede decir que se trata de un proceso de diseño dentro de la ingeniería civil por el cual se busca el mejor dimensionamiento de una estructura considerando la verificación de ciertos criterios de resistencia, estabilidad, rigidez y economía.

Así, en vez de generar un diseño a partir de métodos tradicionales de cálculo donde la experiencia del profesional es fundamental, la optimización estructural utiliza algoritmos

computacionales y técnicas matemáticas para explorar todo el dominio de soluciones posibles y poder evaluarlas entre sí para obtener un diseño óptimo.

Dentro de este proceso, se debe definir el problema estructural a optimizar, para así poder generar su planteo matemático. También se deben establecer los **objetivos** que se desean alcanzar para definir qué se considera “óptimo” y que no.

Otros elementos a tener en cuenta en este planteo incluyen: establecer las variables de diseño que se pondrán en juego, ya sea la geometría de los elementos, materiales empleados, entre otros.

Las **restricciones** del problema que deberán satisfacerse surgen de la normativa con las cuales se realizan las verificaciones, de las condiciones constructivas, o de los costos permitidos, etc.

Finalmente, el método empleado generará varias soluciones dentro del dominio (exploración) y definirá la solución óptima en función de los objetivos planteados y las restricciones impuestas.

Consecuentemente, a partir de estos métodos, lo ingenieros pueden explorar una mayor cantidad de soluciones de diseño posibles y determinar cuáles son la más eficientes y económicas, maximizando los rendimientos de la estructura y optimizando el uso de los tan preciados y escasos recursos.

Así, surgen los métodos de optimización de diseño asistido por computador (CAD), permitiendo mejorar el diseño de las estructuras. Alguno de ellos se basa en de un análisis de sensibilidad, u optimización de funciones (ver Fig. III.2).

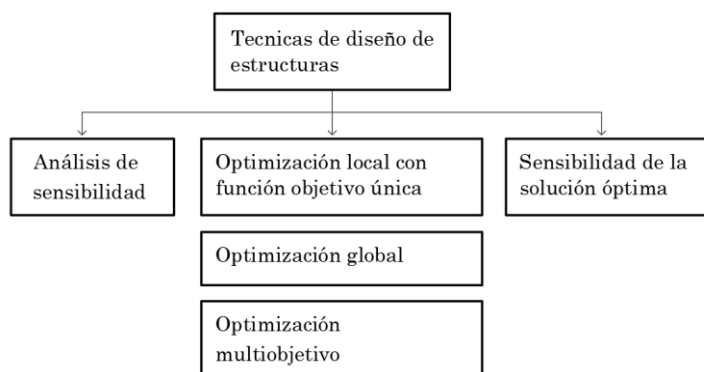


Figura III.2 Técnicas de diseño óptimo de estructuras asistidas por computador (Fuente: Adaptación de Hernández, 1993).

Para este caso de optimización, se empleará la técnica de optimización a partir de una **función objetivo única** (la cual será la función “aptitud” del AG) que puede dar lugar a un valor extremo local o global del dominio de soluciones posibles.

3.1.2 Planteo de optimización con función única

El planteo de optimización a partir de una única función objetivo, asume que existe un resultado (conjunto de variables de diseño) que cumple con las condiciones de borde y que eventualmente puede minimizar o maximizar la función objetivo con algún extremo local o global. Así, vemos la importancia de esta función, la cual dirige el grado de cumplimiento de las posibles soluciones al planteamiento realizado.

A su vez, la optimización estructural puede estar relacionada con la forma, el tamaño o la tipología de la estructura; también dicha optimización puede estar guiada por características económicas o hasta incluso ambientales en análisis más integrales.

A continuación, se describen los componentes que permiten realizar el planteo matemático del problema de optimización y la categoría de los métodos para su resolución.

3.1.2.1 Variables de diseño

Las variables dentro del problema de diseño estructural son parámetros que están íntegramente relacionados con la forma, la geometría y el comportamiento de las estructuras. Estas pueden ser los espesores o alturas de una sección transversal, una tipología de sección, un tipo de material o cualquier otra variable de carácter físico, geométrico o mecánico.

Las variaciones de estos parámetros permiten explorar el dominio de soluciones posibles al planteamiento realizado y a su vez, la combinación de estas variables que minimicen o maximicen la función rectora del problema, se considerarán como la solución óptima.

Dichas variables se almacenan en vectores de la forma:

$$X = (x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$$

Ejemplo:

$$X (\text{seccion rectangular}) = (x1:\text{Ancho}, x2:\text{Alto})$$

3.1.2.2 Función objetivo

Como se mencionó, la función objetivo es la encargada de representar los fenómenos estructurales del problema, como así también los objetivos con los cuales se guiará el proceso a la solución óptima; la misma representa una característica de la estructura a minimizar o maximizar.

Ejemplos de estos podrían ser una función objetivo que represente las propiedades mecánicas de la estructura, cuyo propósito sería el de maximizarla cumpliendo las condiciones de borde; caso contrario, se podría tener una función de costo de la estructura, donde en este caso se buscaría la minimización de la misma.

Estas funciones pueden ser de cualquier tipo, continuas, discretas o mixtas. También, las soluciones que se generan a partir de estas funciones pueden ser de carácter global, si se tiene una función convexa o de carácter local (ver Fig. III.3), si se tiene una función no convexa con múltiples soluciones locales posibles.

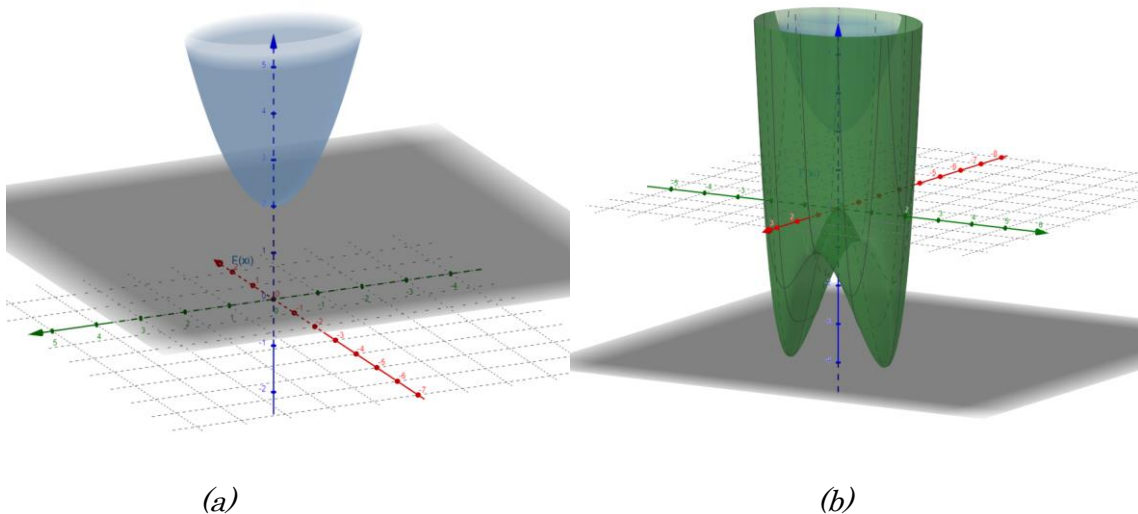


Figura III.3 (a) Función convexa (b) Función no convexa (Fuente: Elaboración propia. Geogebra).

3.1.2.3 Restricciones

Otra parte fundamental en la formulación del problema radica en las restricciones que se le imponen; las mismas son necesarias para evitar que la función objetivo considere soluciones que sean físicamente inadecuadas o ilógicas. Pueden estar representadas por rangos límites de valores geométricos para las diferentes partes de la estructura, el costo máximo de un elemento estructural o cualquier otra condición que permita una aproximación más precisa del modelo matemático a la realidad de lo que será construido.

Si suponemos una función objetivo que se desea minimizar, como la cantidad de material que ocupa un elemento estructural, Ej: $F(X) = \text{Área de seccion}(X)$. Se puede observar que una solución posible a este problema podría ser que la sección tienda a cero, lo cual daría el mayor ahorro de material, pero al mismo tiempo sería una solución absurda sin ningún sentido físico útil.

Aquí se ve la necesidad de imponer restricciones en el planteamiento; como ejemplo: *Restricción:* $R(X) = F(X) \geq R_0$, en donde R_0 representa un valor mínimo del área del elemento estructural que se debe cumplir.

A su vez, estas condiciones permiten que las soluciones mantengan un nivel determinado de seguridad, durabilidad y como se mencionó anteriormente, dan un sentido físico al planteamiento realizado.

Así, en la intersección de los puntos mínimos o máximos de la función objetivo con las restricciones del problema se puede encontrar los posibles resultados óptimos (ver Fig. III.4).

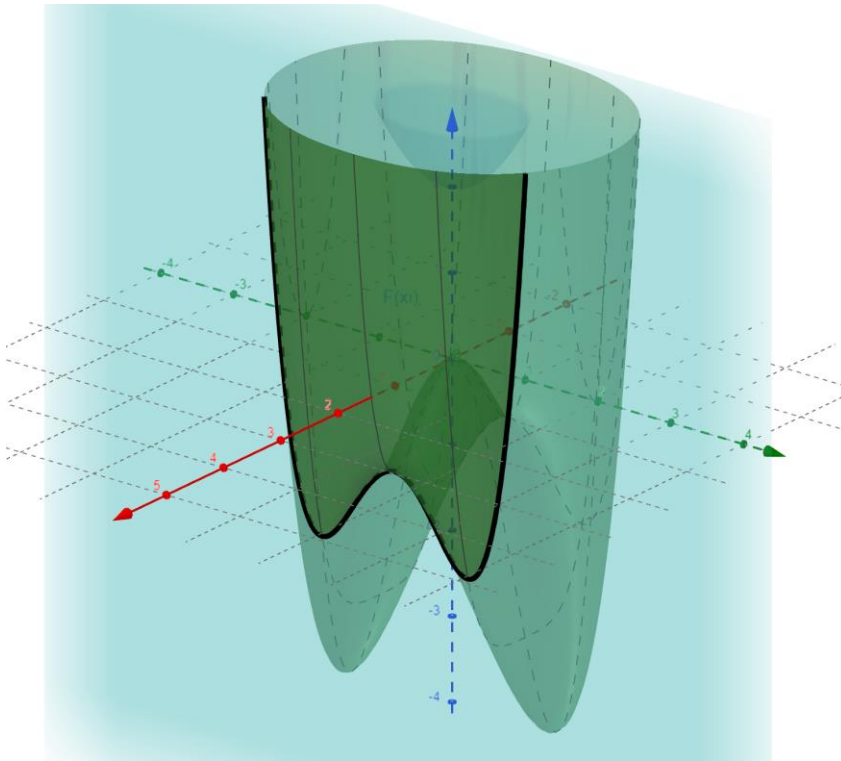


Figura III.4 Intersección entre Función objetivo no convexa (verde) con una restricción o condición de borde del problema (Fuente: Elaboración propia, GeoGebra).

3.1.2.4 Métodos de optimización estructural

Una vez visto los elementos necesarios para entender la optimización estructural, se puede realizar el planteamiento del problema de la siguiente manera.

Se pretende minimizar o maximizar la función objetivo $F(X_i)$ de tal forma que las posibles soluciones representadas por las variables $X = (x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$ minimicen la función, cumpliendo con las restricciones $R(X_i)$.

Para dar una solución al planteamiento realizado se utilizan técnicas numéricas con el propósito de encontrar el mínimo o máximo de la función objetivo de forma iterativa.

Según (Ochoa, 2018) [36] el proceso de optimización comprende los siguientes pasos.

- Búsqueda y selección de restricciones: Se debe considerar todas las restricciones necesarias a imponer a la función objetivo para lograr soluciones viables en sentido

físico. Dichas restricciones mejoran el modelo matemático, ya que permiten acercar al fenómeno real estudiado con su representación matemática.

- **Dirección de búsqueda:** se debe definir la dirección de búsqueda del método para mejorar el costo computacional del algoritmo. Un ejemplo de esto se puede ver en técnicas en donde la solución se encuentra de manera iterativa y el método se formula de tal forma que en cada iteración se tiene una solución mejor o al menos igual a la iteración anterior.
- **Criterio de convergencia:** es importante definir este tipo de parámetro ya que permite definir la calidad de los resultados obtenidos como así también su viabilidad de aplicación de acuerdo a los tiempos o costo computacionales que implican los diferentes criterios de convergencia.

Finalmente, para optar por algún método de optimización se pueden citar dos categorías principales:

- **Métodos determinísticos o exactos**

Estos métodos de optimización tienen un enfoque sistemático de carácter cerrado, es decir, siempre brindan el mismo resultado a partir de las mismas variables o condiciones introducidas. Se basan en modelos matemáticos bien definidos, normalmente funciones objetivo bien definidas y hasta derivables en todo su dominio.

Se consideran métodos exactos ya que brindan mínimos o máximos globales del problema y normalmente son más eficientes en términos de cálculo y de obtención de soluciones, pero son difíciles de plantear para problemas complejos con muchas variables.

Algunos ejemplos de estos métodos incluyen: la programación lineal o no lineal, la programación cuadrática o la optimización convexa.

- **Métodos heurísticos**

Son técnicas de optimización en las cuales se permite realizar una búsqueda y exploración de las posibles soluciones; son más flexibles e intuitivos, pero normalmente brindan soluciones aproximadas o generan mínimos locales, que sin embargo se consideran aceptables.

No se basan en modelos matemáticos precisos y la forma en la que se los formulan permiten modelar problemas complejos o que no están muy bien definidos y a su vez generan una mayor exploración. Por otro lado, pueden ser más lentos en su resolución por la utilización de operadores probabilísticos.

Algunos ejemplos de estos son: los **algoritmos genéticos (AG)**, los algoritmos de enjambre de partículas, la búsqueda tabú, cristalización simulada, entre otros.

El enfoque de este trabajo se centra en el uso de algoritmos genéticos como método de optimización.

3.2 Introducción a los algoritmos genéticos

3.2.1 ¿Qué son los AG?

Los algoritmos genéticos se pueden definir como métodos computacionales adaptativos que facilitan la búsqueda, exploración y optimización de problemáticas de diversos tipos; se encuentran dentro de los métodos heurísticos ya que no son capaces de proporcionar soluciones exactas a los planteamientos realizados; sin embargo, permiten el modelado matemático de problemas complejos y la obtención de soluciones aproximadas que son altamente funcionales y pueden determinarse en tiempos razonables.

La palabra “genético” los relaciona estrechamente con su base biológica, ya que tratan de emular la famosa teoría de la evolución de Darwin (1859).

En términos generales, los AG se centran en el concepto de “**la selección natural del más apto**”. Comienzan generando una población inicial de posibles soluciones (individuos) y evalúa sus aptitudes a partir de una función objetivo, luego seleccionan y cruzan estos individuos de acuerdo a operadores probabilísticos que tienen en cuenta dicha aptitud y por último, generan una nueva población (nueva generación) con los descendientes de estos individuos, que probablemente presenten un aumento en su aptitud frente a la problemática planteada.

De esta forma, la nueva población es nuevamente evaluada y sus individuos seleccionados y cruzados, hasta que se cumpla el criterio de convergencia impuesto.

El carácter de “búsqueda y exploración” del algoritmo se manifiesta en el proceso de reproducción sexual (cruce de individuos), en donde se generan descendientes que representan nuevas posibles soluciones al problema.

Por otro lado, la optimización de las soluciones a partir de este método se basa en la función objetivo o “aptitud”.

Esta función es la responsable de aumentar las probabilidades de selección de los individuos que mejor respuesta den a la problemática presentada, es decir, que maximicen o minimicen la función objetivo.

A continuación, se presentan las partes, definiciones y orígenes de los algoritmos genéticos, como así también se realiza una analogía entre su esencia biología y su descripción matemática.

3.2.2 Origen de los AG

Varios autores, impresionados por la eficacia con la cual las especies se han adaptado a través de los años para sobrevivir a un entorno cambiante, impulsaron la aplicación de estos conceptos de “evolución” a métodos de optimización. Así surge la computación evolutiva (dentro de la computación suave), que basan su funcionamiento en la evolución o selección natural.

De una población de individuos como posibles soluciones, se eligen los mejores para combinarlos hasta que se adapten de la mejor forma al medio, es decir, que logren los mejores valores de aptitud.

Dentro de esta rama mencionada se encuentran los algoritmos genéticos, las estrategias de evolución y la programación evolutiva. Sus orígenes recaen en el desarrollo de los algoritmos genéticos por Jhon Holland en la década de 1970.

Holland implementó una técnica de computación que utilizó el concepto de selección natural en su libro “Adaptación natural y sistemas artificiales” que sería la técnica pionera de los AG y a partir de esto surgieron varios libros que describen los principios básicos de los AG escritos por autores tales como Goldberg (1989), Davis (1991), Michalewicz (1992) o Reeves (1993).

La analogía con la genética presente en estos métodos se debe a la codificación de cada uno de los individuos como cromosomas que contienen información de sus características (genes), donde cada uno puede ser evaluado por la función “fitness” u objetivo, que cuantifica la capacidad del mismo de ser una solución óptima al problema.

A partir del valor de esta función, se le asigna a cada cromosoma una probabilidad de ser elegido o no para avanzar a las siguientes generaciones.

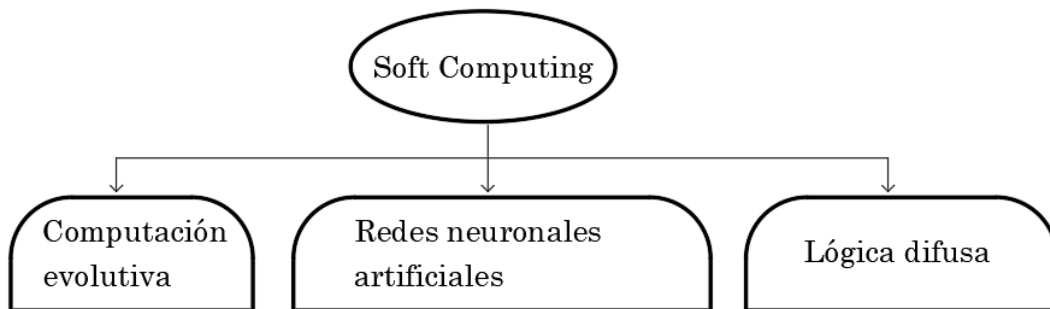


Figura III.5 Esquema del soft computing (Fuente: Elaboración propia, GeoGebra).

A su vez, es posible incluir a la computación evolutiva y dentro de esta a los AG, en el soft computing (ver Fig. III.5), siendo el mismo una rama de la inteligencia artificial que busca dar soluciones o abordar problemas complejos de una forma alternativa a los métodos tradicionales o estrictos; es decir son más flexibles y sus fundamentos se orientan al comportamiento biológico, humano o animal [37].

Como se ha mencionado, caben destacar los principales fundamentos biológicos en los que se basan los algoritmos genéticos y que se derivan de la teoría de la evolución de Darwin.

- La evolución ocurre en el cruce de los “cromosomas”, que contienen las características codificadas de una posible solución al problema.
- La selección natural y el cruce de cromosomas, es la forma por la cual se relacionan los genes de estos con la eficiencia que tienen para sobrevivir a su entorno; es decir se le otorga mayor probabilidad de cruce de información a los individuos con mayores probabilidades de reproducirse, es decir, los más aptos.

- Aunque los procesos evolutivos ocurren en la etapa de reproducción, también existen otros mecanismos biológicos como la mutación, que varía los genes de los descendientes.

3.2.3 Definiciones y analogías biológicas

En este apartado se introduce las definiciones básicas para comprender los AG con sus respectivas analogías biológicas.

En la naturaleza, las especies competían entre sí para satisfacer sus necesidades, conseguir recursos, aparearse y así sobrevivir.

Los individuos dentro de una población con mejores condiciones, ya sea mayor fuerza, destreza para la caza, belleza o mayor inteligencia, eran capaces de conseguir estos recursos con mayor facilidad y eventualmente eran más atractivos para sus pares que buscaban procrearse; así las probabilidades de reproducción (y con esta una transferencia genética) aumentaban drásticamente para los individuos más competentes frente a su entorno.

Por otro lado, individuos con malformaciones, discapacidades o dificultades para el acceso a recursos, tenían menores probabilidades de reproducción y en varias generaciones la descendencia de sus genes sufría un drástico declive.

De esta manera, entender la importancia de la reproducción sexual (que tiene lugar en el cruzamiento de cromosomas) y el aumento de probabilidades de esta reproducción debido a la aptitud de los individuos para sobrevivir al medio es clave para comprender el funcionamiento de los algoritmos genéticos.

3.2.3.1 Definiciones

Se introducen los conceptos básicos biológicos con su analogía matemática para comprender la formulación de los algoritmos genéticos.

- **Célula:** es la unidad fundamental de la vida, la estructura más pequeña y funcional de un organismo vivo. En su núcleo se encuentra toda la información genética para su reproducción en forma de cromosomas (en los AG se considera a los individuos,

es decir posibles soluciones, como cromosomas, por ende, el concepto de célula solo sirve para comprender dónde se guarda la información genética).

- **Cromosoma:** es una estructura compacta que se encuentra en el núcleo de las células y que contienen información genética para el desarrollo y funcionamiento de los organismos. En el método de los AG los cromosomas representan cada una de las posibles soluciones al problema planteado. Cada cromosoma contiene todos los parámetros que representan a una posible solución, y son estos parámetros de cada cromosoma los que sufrirán un cruzamiento análogo a la reproducción sexual (ver Fig. III.6).
- **Genes:** los cromosomas están compuestos por genes que contienen el ADN, es decir, la información genética, los mismos representan cada una de las variables que componen una posible solución al problema.

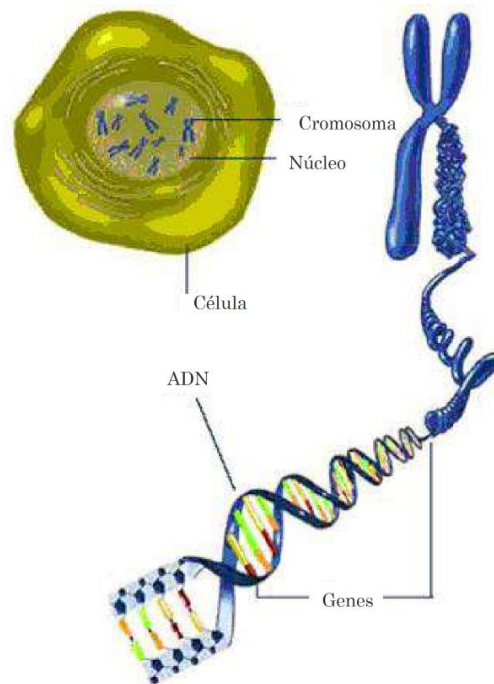


Figura III.6 Esquema de célula, cromosoma y genes (Fuente: dcienca.es).

- **Genotipo y fenotipo:** ambos son conceptos que tratan de explicar la genética biológica. El genotipo se refiere a la composición genética de un organismo, mientras que el fenotipo es la expresión de esta composición genética con el ambiente, es decir, son las características observables y medibles que resultan de la interacción

entre el genotipo y el ambiente. En materia computacional, el genotipo representa los parámetros que guardan los cromosomas, mientras que el fenotipo se refiere a la expresión de estos parámetros en cuanto a cómo dichos parámetros representan una posible solución y que tan “óptima” es dicha solución (valor de la función objetivo para dichos parámetros “genes”).

Representación codificada de un cromosoma

Cada individuo o solución posible al problema es representado a partir de un cromosoma, el cual contiene los parámetros (valores de las variables del problema) codificados a partir de algún método. Una de las codificaciones más comunes es la **codificación binaria** que será expuesta a continuación.

Para comprender cómo se traduce un individuo (posible solución) en un cromosoma se plantea el siguiente ejemplo: Se supone un individuo (cromosoma) de la población correspondiente a la sección de un perfil de acero “I”, representado por sus parámetros o variables (genes) H, B y e; altura, ancho y espesor de la sección respectivamente.

A su vez, se supone un individuo específico, es decir con $H=200$ cm, $B=100$ cm y $e=10$ cm. Si utilizamos la representación binaria, se obtiene para cada variable decimal su respectiva conversión binaria como se muestra en la figura III.7.

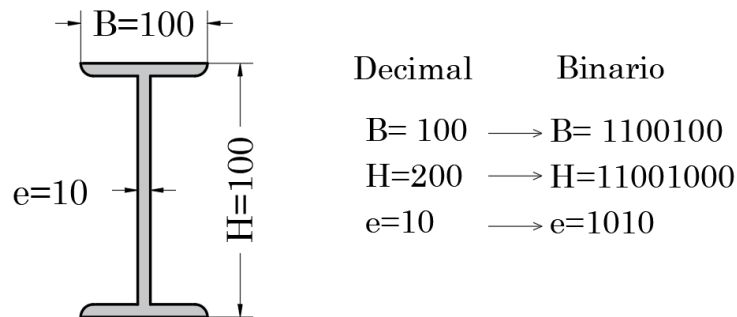


Figura III.7 Viga I y variables (Fuente: elaboración propia).

El conjunto de parámetros B, H y e representan el genotipo del cromosoma y la utilización de esos parámetros para representar las propiedades del individuo (posible solución al

problema) reflejan el fenotipo, ya sea por ejemplo representar a la sección a partir de su área o su momento de inercia.

La representación del cromosoma de forma binaria se puede lograr a partir de la formación de una “riestra” que agrupa las variables representadas por sus bits una al lado de la otra.

Cada variable tiene una cantidad de números asignados de BITS de acuerdo al nivel de exactitud o extensión que se le quiera dar; así quedan definidos los tres parámetros que representan al individuo, el cromosoma (el individuo en sí), los genes (parámetros que representan al individuo) y el alelo, es decir, los bits que pertenecen a cada gen. Siguiendo con el ejemplo mencionado, su cromosoma se representaría de la siguiente forma (Fig. III.8):

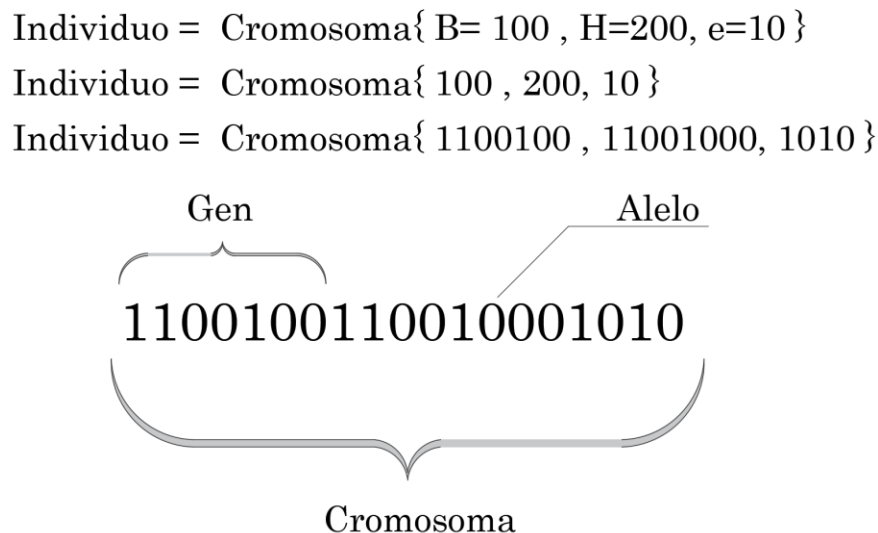


Figura III.8 Representación de un cromosoma binario (Fuente: elaboración propia).

También, se destaca la existencia de otro tipo de representación de cromosomas a partir de números enteros, reales o de punto flotante. Aun así, el método con mayor implementación de codificación corresponde al de la representación binaria.

- **Individuo** (similar a cromosoma): es el conjunto de parámetros o variables (genotipo) que forman una posible solución al problema, el mismo debe cumplir con las condiciones de borde o restricciones impuestas.

- **Población:** conjunto de individuos en una cierta generación (iteración). La población inicial se la define de forma aleatoria, y debe ser lo suficientemente diversa para que exista un buen nivel de exploración de soluciones posibles, pero al mismo tiempo, no debe ser excesivamente grande para que el costo computacional de la solución del algoritmo sea razonable.
- **Reproducción:** es el proceso biológico por el cual los seres vivos dan lugar a nuevos organismos. Por un lado, la reproducción sexual, en la cual se necesitan dos gametos (células sexuales) para producir un nuevo ser vivo, y por otro la reproducción asexual, en donde no se necesitan gametos, sino que la célula se divide dando lugar a otra. En los AG la reproducción sexual se representa a partir del cruzamiento de genes en los cromosomas, mientras que la reproducción asexual podría referirse a los métodos de copia de individuos.
- **Selección natural:** es el concepto descrito por Darwin que representa la forma por la cual los individuos más aptos son elegidos naturalmente para reproducirse debido a sus capacidades. En el AG se modela este fenómeno vinculando la probabilidad de los individuos o cromosomas a reproducirse con los valores que tiene la función objetivo o “aptitud” para dicho individuo. Este valor representa la capacidad del individuo (es decir, una posible solución) a ser el conjunto de parámetros que resuelva el problema.
- **Función objetivo, aptitud o “Fitness”:** La función objetivo es la forma en la cual se puede asignar un valor a cada uno de los individuos que represente qué tan apto es el mismo para dar solución al planteamiento realizado. También, recibe el nombre de aptitud o “Fitness” ya que representa, en términos biológicos, cuál es la capacidad de cada individuo para adaptarse al entorno y pasar a las siguientes generaciones.
- **Convergencia de la población:** la población inicial dará lugar a nuevas generaciones hasta que todos los individuos de la población se consideren “óptimos”. En este caso se considera que se encontró la solución óptima aproximada al problema. Existen varios criterios de convergencia que serán desarrollados en los apartados siguientes.

3.2.4 El Algoritmo Genético canónico o simple

Una vez introducidas todas las definiciones y fundamentos de los algoritmos genéticos, se está en condiciones de proceder a la formulación formal del Algoritmo Genético Canónico. Es importante resaltar que este algoritmo base puede sufrir modificaciones o adaptaciones según cada caso, incorporando mejoras o variaciones adicionales.

A partir de un espacio de individuos (dominio de posibles soluciones) $D \notin [\emptyset]$, se genera una población inicial aleatoria $P_0 \in D$ que cumpla con las restricciones impuesta y de un tamaño δ , formada por los individuos $[I_1, I_2, I_j \dots I_\delta]$ cada uno de ellos dependientes de los parámetros del problema X_i tal que: $[I_1(x_i), I_2(x_i), I_j(x_i) \dots I_\delta(x_i)]$. Los mismos serán evaluados por una función objetivo $f(I_j(x_i))$ que asigna a cada individuo una aptitud de acuerdo al problema planteado.

A partir de esta aptitud y utilizando operadores probabilísticos, se selecciona un conjunto de padres $\bar{P} = [\bar{I}_1(x_i), \bar{I}_2(x_i), \bar{I}_j(x_i) \dots \bar{I}_\delta(x_i)]$, los cuales se cruzarán para formar el conjunto de descendientes $\dot{P} = [I_1(x_i), I_2(x_i), I_j(x_i) \dots I_\delta(x_i)]$ quienes a su vez sufrirán mutaciones y se transformarán en la nueva población $P' = [I'_1(x_i), I'_2(x_i), I'_j(x_i) \dots I'_\delta(x_i)]$. Esta nueva población, reemplaza a la población inicial y el proceso se repite hasta cumplir con el criterio de convergencia.

Este planteo se ve representado por el diagrama de flujo de la figura III.9.

3.2.4.1 Diagrama de flujo AG canónico

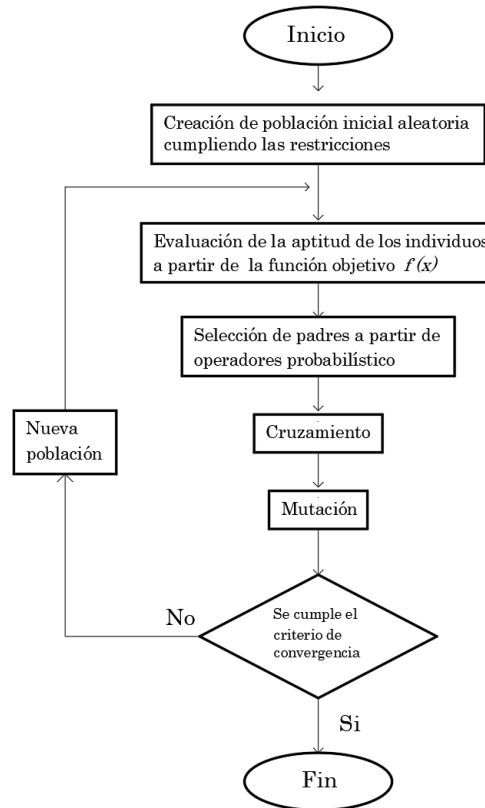


Figura III.9 Diagrama de flujo AG canónico (Fuente: Elaboración propia).

La traducción coloquial al diagrama presentado podría ser la siguiente:

Se crea la población inicial aleatoria a partir de individuos (soluciones) los cuales cumplen las restricciones impuestas. Se evalúan los individuos de acuerdo a la función objetivo.

Se aplica un operador de selección que elige a los padres para realizar la reproducción a partir de sus aptitudes, donde estos operadores pueden ser la selección por ruleta, por torneo, entre otros.

De acuerdo a una probabilidad de cruzamiento se realiza el cruce de los padres elegidos.

Existen varios operadores de cruce, entre ellos se encuentran el cruce por un punto, el cruce multipunto o el cruzamiento uniforme, a su vez los hijos descendientes de los padres pueden sufrir una mutación de sus genes (con probabilidades relativamente bajas) para

agregar aleatoriedad al proceso y mayor exploración del algoritmo; así se crea una nueva población a partir de las reproducciones y mutaciones mencionadas.

Finalmente, se analiza el criterio de convergencia, si no se cumple, el proceso se repite dando lugar a una nueva generación y al finalizar del proceso, se espera que todos los individuos de la última generación sean similares y que el conjunto de variables que contiene cada uno se asemeje a la solución óptima del problema.

Varias modificaciones pueden ser llevadas a cabo para lograr algoritmos más eficientes y sofisticados. Algunos pueden realizar una mayor exploración de las posibles soluciones o mantener las mejores soluciones desde un principio disminuyendo el tiempo de convergencia.

Las variantes que tiene este algoritmo genético canónico dependen del tipo de solución deseada para el planteo del problema.

3.3 Partes y operadores de los algoritmos genéticos

Las distintas partes y variantes al AG simple como así también los operadores genéticos disponibles o utilizados serán presentados y explicados en el siguiente apartado.

Para ello en varias ocasiones se pondrá el ejemplo de la sección “I” presentada en la representación codificada de un cromosoma.

3.3.1 Población

Como fue definida anteriormente, la población se refiere al conjunto de individuos de una determinada generación en el proceso del algoritmo; el tamaño de la misma y la determinación de la población inicial del problema son dos aspectos fundamentales del diseño del AG.

3.3.1.1 Tamaño de población

En primer lugar, se podría plantear cuál sería el tamaño de población óptimo para el desarrollo del método evolutivo; la respuesta a esto se encontraría en el balance entre una población lo suficientemente grande y diversa para poder lograr un amplio conjunto de

soluciones que explore el dominio de posibilidades, y una población de un tamaño razonable para lograr un costo computacional adecuado.

Goldberg (1989) [38], concluyó a partir de un estudio teórico que el tamaño óptimo de la población depende de la longitud de la ristra del cromosoma “I”, utilizando codificación binaria.

Esta dependencia sería exponencial, y a su vez, otros autores como Alander (1992), definió que una población entre “I” o “2I” sería suficiente para lograr buenos resultados con el método planteado.

3.3.1.2 Población inicial

Respecto a la determinación de la población inicial existen dos condiciones básicas a respetar, en primer lugar, generalmente el carácter de aleatoriedad es lo que rige la determinación de esta población y a su vez es importante que cada una de las variables o parámetros de los individuos de la población cumplan con las restricciones o condiciones de borde.

Así, se utilizan funciones aleatorias para variar la generación de parámetros que definen a los individuos. Estos parámetros normalmente están limitados entre rangos específicos. A su vez, las variables que forman los individuos pueden ser continuas o discretas.

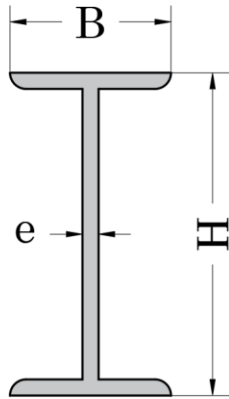
Se supone el caso del perfil “I” con sus variables continuas y con restricciones impuestas a partir de un límite inferior (LimI) y un límite superior (LimS) para cada parámetro (ver Fig. III.10).

Utilizando una función aleatoria $aleat_{(i)}$ que arroje un número ente 0 y 1, se puede plantear la exploración de cada parámetro, cumpliendo con las condiciones de borde.

Como ejemplo, se tiene la variable “B” que puede variar entre un $LimI_B$ y un $LimS_B$, a partir de este planteo los parámetros de las variables para un individuo “i” se pueden calcular de la siguiente manera:

$$B_i = LimI_B + aleat_{(i)} * (LimS_B - LimI_B)$$

Individuo I (i) = [B(i) , H(i) , e(i)]



Restricciones

$$\text{LimI "B"} \leq B \leq \text{LimS "B"}$$

$$\text{LimI "H"} \leq H \leq \text{LimS "H"}$$

$$\text{LimI "e"} \leq e \leq \text{LimS "e"}$$

Figura III.10 Restricciones de los parámetros de un individuo (Fuente: elaboración propia).

De esta forma, por cada parámetro y para un valor entre 0 y 1 de la función aleatoria, se producen los individuos iniciales de la población que respetan las restricciones impuestas.

$$H_i = \text{LimI}_H + \text{aleat}_{(i)} * (\text{LimS}_H - \text{LimI}_H)$$

$$e_i = \text{LimI}_e + \text{aleat}_{(i)} * (\text{LimS}_e - \text{LimI}_e)$$

Numéricamente, si el rango de variación del parámetro “B” está comprendido entre 50 a 200 cm. Los distintos valores de B se calcularían de la siguiente forma:

$$B_i = \text{LimI}_B + \text{aleat}_{(i)} * (\text{LimS}_B - \text{LimI}_B) = 50\text{cm} + \text{aleat}_{(i)} * (200 - 50\text{cm}) = 50 + \text{aleat}_{(i)} * (150)$$

Suponiendo distintos valores que podría arrojar la función aleatoria se van desarrollando las posibles variables de cada individuo:

Ejemplo de variable “B”:

$$\text{aleat}_{(1)} = 0 \Rightarrow B_1 = 50 + 0 * 150 = 50\text{cm}$$

$$\text{aleat}_{(2)} = 1 \Rightarrow B_1 = 50 + 1 * 150 = 200\text{cm}$$

$$\text{aleat}_{(2)} = 0,33 \Rightarrow B_1 = 50 + 0,33 * 150 = 99,5\text{cm}$$

Por otro lado, se puede utilizar variables discretas, en estos casos los valores aleatorios de la función $aleat_{(i)}$ comprendidos entre 0 y 1, deben relacionarse con algún rango que represente la variable discreta.

Como ejemplo, se supone que solamente se puede elegir valores de espesor, altura y anchos del perfil a partir de sus valores comerciales.

Suponiendo 4 perfiles comerciales IPN de 80, 100, 120 y 140 de denominación, se puede determinar un rango de variación para cada variable para que esté relacionado con los valores entre 0 y 1 que surgen de la función $aleat_{(i)}$.

A su vez, los rangos pueden no estar distribuidos de forma uniforme, sino asignando una mayor probabilidad de elección a algunas variables discretas más que a otras.

Tabla III.1. Rangos de variación de $f(x)$ para casos discretos

Rango de la función $aleat_{(i)}$	Perfil "I"
$0 \leq aleat_{(i)} < 0,10$	IPN 80
$0,1 \leq aleat_{(i)} < 0,50$	IPN 100
$0,5 \leq aleat_{(i)} < 0,75$	IPN 120
$0,75 \leq aleat_{(i)} < 1,00$	IPN 140

En conclusión, si la función $aleat_{(i)}$ arroja un número entre 0,1 y 0,5 se utilizarán los parámetros del individuo IPN100.

3.3.2 Función objetivo

La función objetivo o también denominada función de ajuste, fitness o aptitud, es el elemento clave dentro de los AG para poder representar el fenómeno a estudiar; esta evaluación, efectuada a partir de la función mencionada, se realiza a cada uno de los individuos de la población para poder definir si son o no buenas soluciones al planteamiento del problema.

Así, cada problema resuelto con AG debe tener una función objetivo específica, dando lugar a un nuevo planteamiento y codificaciones de los individuos por cada tipo de problema a resolver.

La función objetivo asigna un número a cada individuo denominado aptitud, fitness o ajuste. Biológicamente, este valor representa la capacidad o probabilidad del individuo a sobrevivir al medio y eventualmente reproducirse y transmitir sus genes a la siguiente generación y dicha probabilidad está relacionada con la cantidad de individuos de la población estudiada.

Asimismo, la aptitud de cada individuo permite direccionar los operadores probabilísticos genéticos del método; esto quiere decir que los operadores de selección, cruzamiento, elitismo, copia y mutación estarán íntimamente relacionados con la aptitud de los individuos.

3.3.3 Tipos de Fitness o ajuste

Koza (1990) [39] diferenció 4 tipos de ajustes o fitness introducidos a continuación.

3.3.3.1 Fitness puro $r(i, t)$

Es el valor bruto que arroja la función objetivo planteada y para su comprensión se utiliza de ejemplo la sección “I” descripta con anterioridad.

Una posible función objetivo para dicho individuo podría ser el cálculo de alguna variable mecánica, como el momento de inercia.

Si se supone que el propósito del algoritmo es obtener la inercia máxima cumpliendo las restricciones impuestas, se tendría un problema de maximización.

$$r(i, t) = I_{x-x}(x_i, t)$$

$r(i, t)$: *fitness del individuo "i" en la generacion "t"*

$$I_{x-x}(x_i, t) :$$

momento de inercia calculado con las variables del individuo "i" en la generacion "t"

Por otro lado, tomando el mismo ejemplo, pero definiendo otro objetivo para el problema:
Se define que el propósito del algoritmo es el de obtener los valores mínimos de la deformación de una viga en el centro de su luz.

$$r(i, t) = \delta_{x-x}(x_i, t)$$

$\delta_{x-x}(x_i, t)$: *deformacion a partir de las variables del individuo "i" en la generacion "t"*

En este caso, se trata de un problema de minimización.

Ambos casos pueden ser representados con una función objetivo pura, pero mientras que en los casos de maximización los individuos serán los más aptos cuanto mayor sea su valor de la función objetivo, en los de minimización, ocurriría lo contrario.

3.3.3.2 Fitness Estandarizado $s(i, t)$

Para homogeneizar los diferentes enfoques de análisis que requieren los problemas de minimización y maximización, se puede trabajar con un Fitness estandarizado.

$$s(i, t) \begin{cases} r(i, t) & \text{Minimización} \\ r_{max} - r(i, t) & \text{Maximización} \end{cases}$$

Para problemas de minimización, la aptitud o fitness se utiliza como en el caso de Fitness puro y por el contrario, para problemas de maximización, se utiliza una cota superior r_{max} a la que se le restará el valor del fitness puro.

Así, la aptitud de los individuos será mejor mientras más se acerquen al cero. Matemáticamente, en una generación dada "t" un individuo "i" será mejor que otro individuo "j" si se cumple que $s(i, t) < s(j, t)$.

3.3.3.3 Fitness ajustado $a(i, t)$

A partir de la utilización del fitness estandarizado, que siempre que se acerque al cero proporcionará una mejor aptitud al individuo, se puede plantear el fitness ajustado.

$$a(i, t) = \frac{1}{1 + s(i, t)}$$

De esta forma, el fitness ajustado tomará valores entre $[0, 1]$; de esta manera la aptitud del individuo será mayor mientras su fitness ajustado se acerque al valor 1 (inversamente a lo que ocurría con el fitness estandarizado).

3.3.3.4 Fitness Normalizado $n(i, t)$

Los fitness analizados solamente brindaban un valor de aptitud a cada individuo, sin relacionarse ni compararse con los otros individuos de la población. A partir del fitness ajustado $a(i, t)$ (que toma valores de $[0, 1]$) se puede plantear el fitness normalizado $n(i, t)$, que indica la aptitud de una solución con respecto al resto de soluciones de la población en una misma generación. Suponiendo un tamaño de población igual a “M”.

$$n(i, t) = \frac{a(i, t)}{\sum_{k=1}^M a(k, t)}$$

Similar al fitness ajustado, el fitness normalizado toma valores comprendidos entre el 0 y el 1, con mejores individuos cuando el fitness se acerque a la unidad; a su vez, en este caso, un valor cercano a la unidad representa, no sólo que el individuo es una buena solución al problema, sino que también es una solución destacadamente mejor que las del resto de la población.

La suma de los valores de $n(i, t)$ de una población de una misma generación dará como resultado la unidad. Este tipo de ajuste se suele utilizar para emplear métodos de selección relacionados con la aptitud de los individuos.

Finalmente, se introdujeron 4 formas en las cuales la función objetivo, función de evaluación o función de ajuste, pueden representar el Fitness, aptitud o ajustes de un individuo.

3.3.4 Operadores de selección

Los operadores de selección están relacionados con el valor de la aptitud de los individuos para poder imitar la selección natural de la evolución de las especies. Esto quiere decir que deben proporcionar mayor probabilidad de ser elegidos a los individuos que tengan un fitness o aptitud superior frente a los otros.

Por otro lado, no deben eliminar por completo la probabilidad de selección de los individuos menos aptos, ya que esto podría significar una convergencia prematura, dando poco lugar a una exploración de soluciones. Existen varios operadores de selección divididos en dos grandes categorías: probabilísticos y determinísticos.

Ambos están relacionados con la aptitud de los individuos, pero, los operadores probabilísticos agregan funciones aleatorias a dicha selección. Esta categoría de operadores son los más utilizados, y debido a esto, son los que serán descriptos a continuación.

3.3.4.1 Selección por Ruleta

En la selección por ruleta, la probabilidad de selección de un individuo “ i ” es directamente proporcional a su aptitud o fitness $f(i, t)$. En este sentido, los individuos con mayor aptitud tendrán mayor porción de la ruleta. La probabilidad de selección “ ps ” de un individuo “ i ” para una generación “ t ” y para un tamaño de población “ M ”:

$$ps(i, t) = \frac{f(i, t)}{\sum_{j=1}^M f(j, t)}$$

El número de veces $K(i, t)$ que se espera que un individuo “ i ” sea seleccionado para la reproducción se determina multiplicando $ps(i, t)$ por la cantidad de individuos de la población “ M ”.

$$K(i, t) = M * ps(i, t) = M * \frac{f(i, t)}{\sum_{j=1}^M f(j, t)}$$

Para comprender su implementación, se podría considerar una ruleta de casino dividida en porciones iguales a la probabilidad de selección de cada uno de los individuos, es decir que cada porción será un número comprendido entre 0 y 1 (formando un rango), y la sumatoria

de todas las porciones darían la unidad. Aleatoriamente, se puede utilizar una función $aleat_{(i)}$ que arroje valores entre 0 y 1.

Para elegir a un progenitor, se proporciona un valor aleatorio entre 0 y 1 y de acuerdo al rango en el cual se encuentre dicho valor dentro de la ruleta se selecciona uno de los progenitores; de esta forma los individuos con mayor aptitud ocupan un mayor rango o porción en la ruleta, y tienen más probabilidades de ser elegidos, sin embargo, no se elimina al 100% las probabilidades de que los peores individuos sean elegidos.

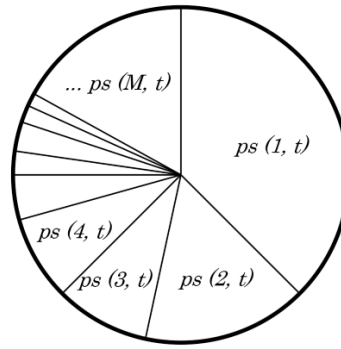


Figura III.11 Método de selección por ruleta (Fuente: elaboración propia).

Un ejemplo de aplicación consistiría en una población de 4 individuos, con 4 fitness diferentes:

$$f(1,t) = 2 \quad ps(1,t) = \frac{2}{13} = 0,153 \quad \text{rango de la ruleta } [0 ; 0,153]$$

$$f(2,t) = 4 \quad ps(2,t) = \frac{4}{13} = 0,307 \quad \text{rango de la ruleta } [0,153 ; 0,460]$$

$$f(3,t) = 6 \quad ps(3,t) = \frac{6}{13} = 0,46 \quad \text{rango de la ruleta } [0,460 ; 0,92]$$

$$f(4,t) = 1 \quad ps(4,t) = \frac{1}{13} = 0,078 \quad \text{rango de la ruleta } [0,92 ; 1,00]$$

$$\sum_{j=1}^4 f(j,t) = 13$$

Finalmente, suponiendo un número generado a partir de $aleat_{(i)} = 0,72$, vemos que dicho número cae en el rango $[0,460 ; 0,92]$ por ende el progenitor a elegir es el individuo 3.

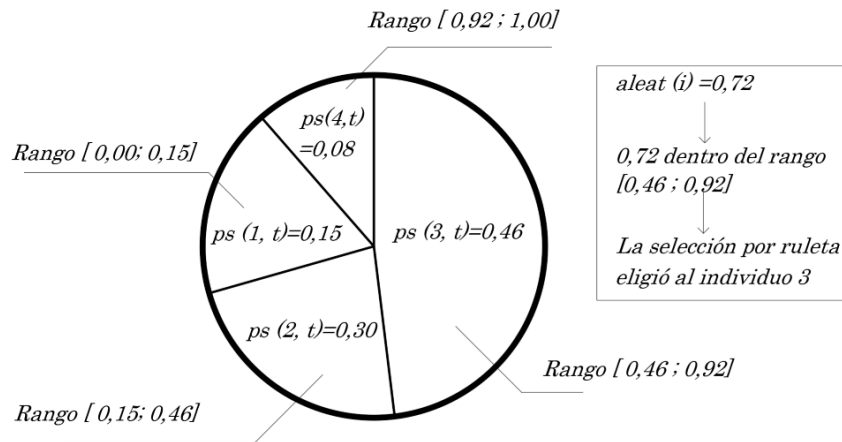


Figura III.12 Ejemplo aplicación selección por ruleta (Fuente: elaboración propia).

3.3.4.2 Selección por Torneo

En la selección por torneo se escoge un grupo de individuos para competir entre ellos y definir cual se seleccionará para ser un progenitor.

Existen dos formas de plantear la selección por torneo: el torneo determinístico y torneo probabilístico, en el primer caso se elige un grupo de N cantidad de individuos de forma aleatoria (normalmente se trabaja con $N=2$) y se elige como progenitor al individuo que tenga la mayor aptitud.

Por el contrario, en el torneo probabilístico, en vez de elegir siempre al individuo que tenga la mayor aptitud, se determina un valor aleatorio con la función $aleat(i)$ entre 0 y 1, y si dicho valor se encuentra por encima de un parámetro prefijado " p " se escoge como progenitor al individuo más apto, caso contrario al menos apto.

La cantidad de individuos para la comparación en el torneo permite controlar la presión de selección. Cuando se tiene una gran cantidad de individuos en la comparación del torneo existe una presión de selección muy alta, ya que es más probable que los individuos menos aptos no sean nunca elegidos; en cambio cuando se tiene una cantidad de individuos en el torneo mínima ($N=2$) la presión de selección disminuye, permitiendo que los individuos menos aptos puedan ser elegidos como progenitores y no pierdan sus genes desde un principio del algoritmo.

3.3.4.3 Selección por muestreo universal estocástico

Este operador se implementa generando una línea con todos los segmentos que representan a cada uno de los individuos con su respectiva aptitud y a su vez se genera otra línea de M puntos (M representa la cantidad de individuos por cada población) distribuidos de forma equidistante $1/M$.

El origen de esta segunda línea se determina a partir de la generación de un número aleatorio entre el intervalo $[0,00 ; 1/M]$, y en ese origen se selecciona el primer individuo, y a partir de este punto se incrementa la posición en $1/M$ para seleccionar el siguiente.

El proceso se repite M veces hasta seleccionar todos los padres necesarios y como se puede observar en la Fig. III.13, el individuo 2 es elegido dos veces, mientras que el individuo 3 no es elegido.

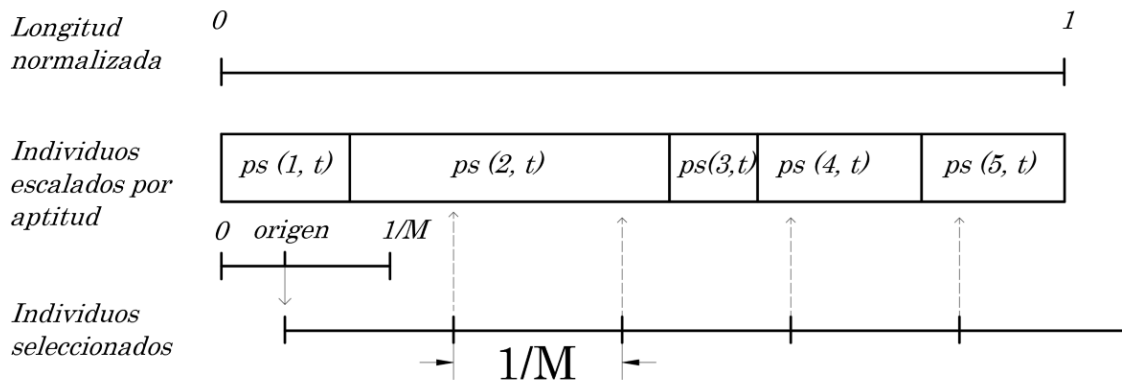


Figura III.13 Esquema selección por muestreo universal estocástico (Fuente: Adaptado de Sánchez [40]).

3.3.5 Operadores de cruce (reproducción sexual)

Una vez que se definen los métodos de selección y se seleccionan dos progenitores de la población, se debe aplicar un operador de cruzamiento o cruce, el cual permite combinar los genes (variables) de los cromosomas (individuos) para así dar lugar a sus hijos o descendientes.

Este tipo de cruce corresponde a una estrategia de reproducción sexual, ya que es necesario intercambiar genes de 2 cromosomas para dar lugar a uno nuevo. Al elegir dos padres se

debe definir una probabilidad de cruzamiento, normalmente esta probabilidad es elevada (90%) para generar una buena variación entre generaciones.

Hay dos formas de trabajar con los métodos de cruzamiento:

- **Estrategia destructiva:** al elegir dos padres, combinarlos, y crear dos hijos, estos se insertan directamente a la población temporal o reemplazan a sus padres (en el caso de que no se trabaje una población temporal) sin importar que la aptitud de los hijos haya resultado pero que la de sus padres.
- **Estrategia no destructiva:** en este caso, los hijos creados a partir de dos padres se incorporarán a la nueva población solamente si su aptitud es superior a la de sus padres. Con esto, se garantiza que en las siguientes generaciones solamente se incluyan los mejores individuos.

La premisa con la que se aplican los operadores de cruce se basa en que, si se toman dos individuos con una buena aptitud de adaptación frente al medio y se obtiene una descendencia a partir de una combinación de los genes de ambos, es probable que la aptitud de los padres esté relacionada con sus genes heredados.

A partir de esto, al combinar los genes relativamente “aptos” de los padres se espera que su descendencia mantenga o mejore dicha aptitud. Por otro lado, si la descendencia tiene una aptitud peor a la de sus padres no significa que el método no esté funcionando, ya que esos nuevos individuos (peores) también forman parte del proceso de exploración, aunque su aptitud no sea la mejor.

Existen varios métodos de cruces reconocidos, se presentarán 3 de ellos aplicados a individuos con codificación binaria y luego se presentarán algunos métodos para individuos con codificaciones no binarias.

3.3.5.1 Cruce de 1 punto

Es una de las técnicas más sencillas y consiste en que una vez seleccionados dos padres listos para realizar el cruce, se elige un punto del cromosoma (riestra) por el cual hay que dividirlo en dos partes.

Algunos autores le dan el nombre de cabeza y cola a las dos partes que se generan al dividir el cromosoma y a partir de esta división, se forma el hijo 1 con la cabeza del padre 1 y la cola del padre 2.

Por el contrario, el hijo 2 se forma a partir de la cabeza del padre 2 y la cola del padre 1 y de esta forma, los dos hijos heredaron información de los dos padres y estos nuevos individuos deberán tener nuevas variables.

Para comprender el cruce, se utilizan como padres dos cromosomas del ejemplo de la viga "T".

Padre 1 = Cromosoma{ 100 , 200, 10 }
 Padre 1 = Cromosoma{ 1100100 , 11001000, 1010 }
 Padre 1 = Riostra [1100100110010001010]
 Padre 2 = Cromosoma{ 50 , 100, 5 }
 Padre 2 = Cromosoma{ 0110010 , 01100100, 0101 }
 Padre 2 = Riostra [0110010011001000101]

Figura III.14 Codificación de cromosomas en riostras para el cruce (Fuente: Elaboración propia).

Como se ve en la Fig.III.14, se seleccionan dos padres los cuales sus variables están codificadas con lenguaje binario, las cuales forman riostras que representan estas variables.

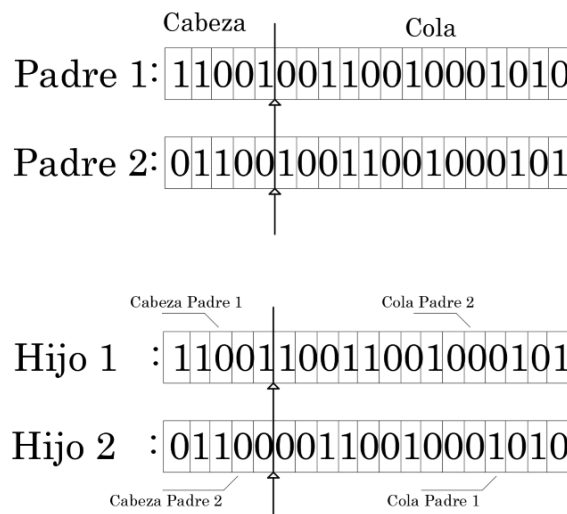


Figura III.15 Cruzamiento a partir del método de 1 punto (Fuente: Elaboración propia).

Luego de seleccionar el punto de cruce al azar, se definen las dos partes de los cromosomas de los padres a cruzar y los nuevos hijos contienen partes de ambos padres como se muestra en la Fig.III.15.

3.3.5.2 Cruce de 2 puntos o Multipuntos

El cruce por 2 puntos o multipuntos es un caso general al cruce de 1 punto recientemente visto que, en vez de realizar un punto de corte del cromosoma, se realiza en 2 puntos, generando así 3 partes a ser intercambiadas por cada padre (ver Fig. III.16).

Los hijos se comprenderán por la primera parte del padre 1, la parte intermedia del padre 2, y la tercera del padre 1, y viceversa.

También, se han realizado estudios de cruces con más de 2 puntos, dando lugar al cruce multipuntos y a pesar de esto, se llegó a la conclusión de que agregar más puntos de cortes en los métodos de cruzamientos es perjudicial para el funcionamiento del algoritmo; esto se debe a que al agregar más puntos los hijos que surgen de la combinación de los padres pierden relevantemente las características y aptitudes de estos y por otro lado, el método de cruce por multipuntos genera una mayor exploración del dominio de soluciones posibles.

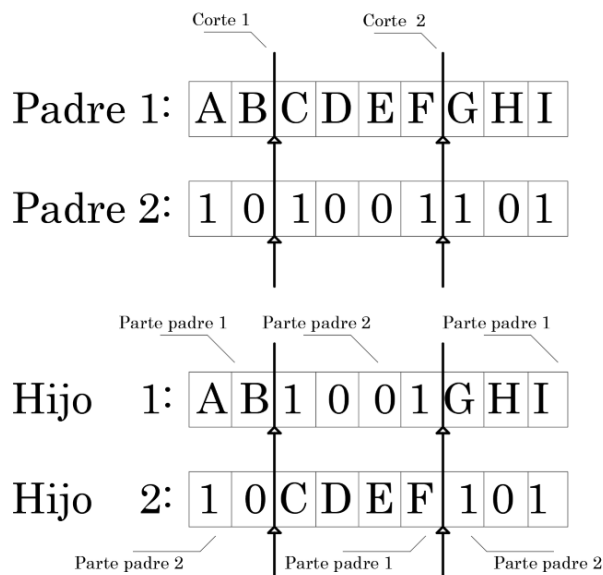


Figura III.16 Cruzamiento a partir del método de 2 puntos (Fuente: Elaboración propia).

3.3.5.3 Cruce Uniforme

En este caso se utiliza una máscara de cruce con diferentes valores binarios, la misma tiene la forma de la riostra de los individuos, llena unos y ceros.

En cada una de las posiciones de las celdas de la máscara se tendrá un valor de 0 o 1; si en una de las celdas de la máscara se tiene un valor 1, significa que en esa celda se copiará el alelo del padre 1 y por el contrario, si se tiene un 0 en una celda, significa que en esa celda del hijo se copiará la información del padre 2.

Para formar el segundo hijo, se invierte la máscara, es decir, donde había un 1 ahora habrá un 0, esto quiere decir que en dicha celda del nuevo hijo se copiarán los genes del segundo padre en vez del primero (ver Fig. III.17).

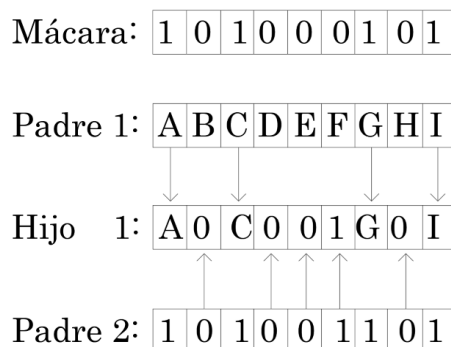


Figura III.17 Cruzamiento a partir del cruce uniforme (Fuente: Elaboración propia).

A su vez, la máscara uniforme puede permanecer fija para cada uno de los cruzamientos realizados o puede variar de forma aleatoria para cada cruzamiento.

3.3.5.4 Cruce en variables no binarias

Si se emplean cromosomas con genotipos compuestos por valores enteros o reales se deben utilizar otro tipo de operadores de cruce:

- Media: se crea un gen de descendencia a partir del promedio de los genes de los padres. Tiene la desventaja de poder generar solamente un descendiente.
- Media geométrica: a partir de los genes de dos padres calcula el gen del hijo como la raíz cuadrada del producto de los genes de los padres. Presentan el mismo problema de la media y a su vez problemas de signo.

- Extensión: es una variante utilizada en algoritmos genéticos de evolución diferencial, en donde los hijos surgen a partir de sumar o restar la diferencia que existe entre los genes de los padres.

Padre A = Cromosoma{ A1 , A2 , A3 }

Padre B = Cromosoma{ B1 , B2 , B3 }

Figura III.18 Cromosomas con variables no binarias (Fuente: Elaboración propia).

Cruzamiento no binario a partir del ejemplo de padres “A” y “B”:

$$Hijo(media) = \left\{ \frac{A1 + B1}{2}, \frac{A2 + B2}{2}, \frac{A3 + B3}{2} \right\}$$

$$Hijo(media\ geometrica) = \{ \sqrt{A1 * B1}, \sqrt{A2 * B2}, \sqrt{A3 * B3} \}$$

$$Hijo(extension) = \{ A1 \pm (A1 - B1), A2 \pm (A2 - B2), A3 \pm (A3 - B3) \}$$

3.3.6 Mutación

El operador de mutación tiene como propósito agregar otro componente de aleatoriedad a los individuos de la población cuando se produce la reproducción, de esta forma se imita la mutación genética de la naturaleza en la cual, a la hora de reproducirse, los genes pueden provocar errores. Aunque la exploración se lleva a cabo primordialmente mediante los operadores de cruce, la mutación aporta otro componente de variación que garantiza que ningún punto del espacio de búsqueda tenga una probabilidad nula de ser examinado.

Así, la mutación se aplica de forma conjunta con los operadores de cruce y una vez que efectivamente se produce el cruzamiento de los padres, se determina un valor aleatorio del 0 al 1, que, si se encuentra por debajo de la probabilidad de mutación “*pm*” (normalmente dicha probabilidad toma valores del 0,5% al 2%) se produce la mutación en uno de los descendientes o en ambos.

La mutación más usual aplicada a la codificación binaria es la variación aleatoria de uno de los genes del descendiente. Así simplemente en el cromosoma elegido para aplicar la

mutación se puede variar uno de los bits, y con esto variaría el valor del gen (ver Fig. III.19).

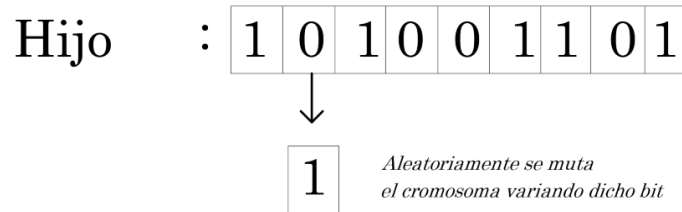


Figura III.19 Mutación de un alelo de un cromosoma binario (Fuente: Elaboración propia).

3.3.7 Reproducción asexual (Copia y Elitismo)

Así como se presentaron los operadores de cruce que representan la reproducción sexual de dos padres, existen los operadores de reproducción asexual. Estos, dan lugar a nuevos individuos de las siguientes generaciones a partir de la copia de los cromosomas de la generación actual. Dentro de estos se encuentran la Copia propiamente dicha y el Elitismo.

3.3.7.1 Copia

En los operadores de cruce se trabaja con una determinada probabilidad de cruce (alrededor de 90%) con lo cual existe la posibilidad de que ambos padres no intercambien su material genético y pasen directamente a la siguiente población.

Este mecanismo en el cual los individuos pasan a la siguiente generación sin modificar sus variables se conoce como Copia y el porcentaje de este en una generación debe mantenerse reducido ya que en caso contrario se podría generar una convergencia prematura del individuo copiado con regularidad; esto provocaría una pérdida en la calidad de exploración del algoritmo.

3.3.7.2 Elitismo

En el caso en el cual los individuos con mayor aptitud avanzan directamente a la siguiente generación sin variar sus genes, se podría hablar de un enfoque elitista.

El elitismo se aplica con el propósito de conservar la genética de los mejores individuos, lo cual permite que en cada nueva población siempre se tenga el máximo valor de aptitud en

comparación con todas las generaciones; así el proceso de búsqueda nunca dará un paso atrás en cuanto a la calidad de la solución obtenida y siempre dará lugar a individuos con el mismo fitness o de un valor superior.

En cuanto a su aplicación, el elitismo se puede generar de varias maneras, se puede definir un número de individuos específicos a ser considerados como “élite” para avanzar a la siguiente población sin variaciones, o se puede definir un porcentaje de esta población élite a ser considerada.

Por otro lado, debe considerarse la aplicación balanceada de estos métodos ya que pueden dar lugar a convergencias indeseadas o una exploración de soluciones escasa.

3.3.8 Convergencia

Como los algoritmos genéticos son métodos completamente iterativos en donde se parte de una población inicial para ser analizada, cruzada, mutada con el fin de crear una nueva población con mejores individuos, se debe definir el criterio de parada de dicha iteración.

A estos se los denominan criterios de convergencia, y permiten definir cuando el AG ha podido encontrar una solución óptima aproximada al planteamiento realizado.

A continuación, se citan alguno de estos criterios.

- **Homogeneidad de la población:** Se considera que un gen ha convergido cuando el 95% de la población tiene el mismo valor para dicho gen. Una vez que todos los genes de los individuos alcanzan la convergencia se podría decir que la población también ha convergido. Esto supone que la función objetivo del problema es relativamente mínima o máxima para la mayoría de los individuos de la población.
- **Número máximo de generación:** Al ser un proceso iterativo, se puede definir un número máximo de iteraciones permitidas. Si el algoritmo no converge en cuanto a la homogeneidad de la población en dicha cantidad de generaciones límites se considerará como terminado.
- **Estancamiento:** Si en cada generación creada se evalúa cuál es el mayor valor de aptitud obtenido y se verifica que dicho número no ha cambiado para una determinada cantidad de generaciones, se podría considerar que el AG ha

convergado. Para este caso se considera que no se está produciendo un progreso relevante en la aptitud del mejor individuo por ende se lo considera como la solución óptima encontrada.

Al finalizar este capítulo el lector debería estar familiarizado con las definiciones y partes que componen los algoritmos genéticos, como así también entender algunas nociones de su aplicación, de esta forma, este capítulo introductorio representaría uno de los marcos teóricos con los cuales se desarrollará el AG.

4 Caso de estudio

4.1 Presentación del caso de estudio

Luego de haber investigado los conceptos fundamentales que rigen tanto el diseño de la viga tipo cajón como la estructura de los algoritmos genético, se procede a definir el caso de estudio que permitirá la integración de estas temáticas y, a su vez, contribuir al conocimiento científico.

4.2 Tipo de viga cajón y vinculación

En primer lugar, se observan varios contenidos relacionados al dimensionamiento de vigas cajón monocelular, y a la aplicación de AG a la optimización de las mismas mediante funciones objetivos de distintos tipos. A raíz de esto, se opta por elegir una viga cajón multicelular para el caso de estudio. Esto permitirá agregar valor al trabajo puesto que no se han realizado investigaciones de AG relacionadas con este tipo de elemento estructural. También, se elige una vinculación estructural isostático, es decir, simplemente apoyada, evitando la incorporación de momentos de segundo orden de casos hiperestáticos.

En cuanto al diseño geométrico, se considera un perfil de dos carriles, con veredas en ambos lados, adoptando un ancho de 13m. Una tipología estructural de viga cajón de 4 células con alas en voladizo (ver Figura IV.1).

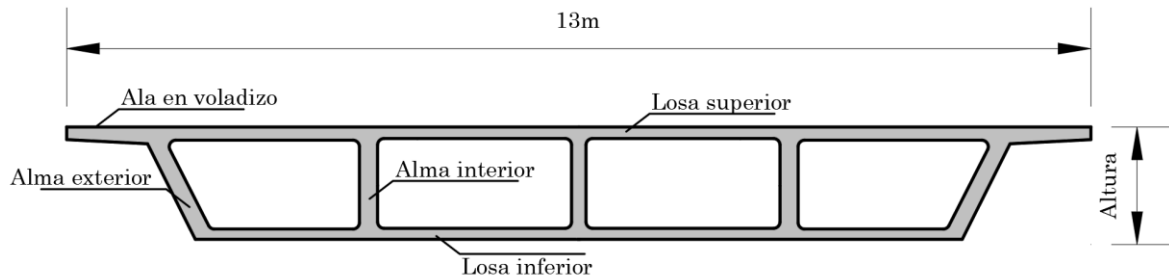


Figura IV.1 Esquema de sección cajón de 4 células (Fuente: Elaboración propia).

En cuanto a la vinculación longitudinal se opta por elegir un puente carretero que salve una luz de 30 metros de longitud. Como se mencionó, se tiene apoyos isostáticos. La altura de la sección, al igual que la inercia de la misma, se mantienen constantes. También, se considera una cierta longitud del puente cerca de los apoyos con una sección de hormigón maciza para la introducción de los dispositivos de anclajes (ver Figura IV.2).

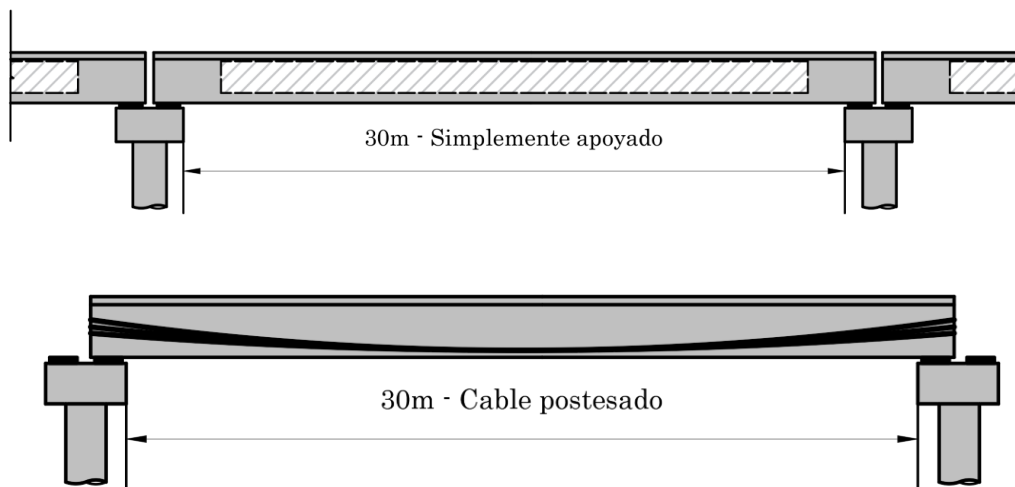


Figura IV.2 Sección longitudinal de la viga cajón multicelular del caso de estudio. Cable postesado (Fuente: Elaboración propia).

4.3 Cargas y verificaciones

Se citarán todos los tipos de cargas y verificaciones en profundidad en el apartado del capítulo 5, comentando en el actual capítulo solamente los que se tendrán en consideración

para la formulación del algoritmo. En cuanto a las cargas que serán consideradas en el caso de estudio, se incluyen principalmente las cargas permanentes y las sobrecargas.

4.3.1 Cargas

Las cargas principales que actuarán sobre el puente planteado corresponden al peso propio de la sección de hormigón, la carpeta de rodamiento, las barandas laterales. Con respecto a las sobrecargas se considerará principalmente la sobrecarga vehicular de diseño. Todas ellas definidas a partir del Cirsoc series 800.

4.3.2 Verificaciones

Son varios los estados límites a los cuales se debe verificar un puente. Estados límites de servicios, estados límites últimos y estados límites de fatiga y fractura. Dichos estados serán mencionados en los capítulos siguientes, pero los definidos para incorporarlos al caso de estudio son principalmente la verificación a flexión, y corte en estado límite último, y a su vez cumplir con ciertos estados límites de servicio a partir de las verificaciones de las tensiones en el hormigón. No se realizará un análisis transversal profundo.

4.4 Variables de la sección

Una vez definidas las partes de la sección que permanecerán constantes, se deberá determinar las variables que tomarán diversos valores entre ciertas restricciones para crear las distintas secciones. Dichas variables corresponden a las variables independientes, puesto que no dependen unas de otras, por otro lado, otras variables serán definidas a partir de estas (ver Figura IV.3).

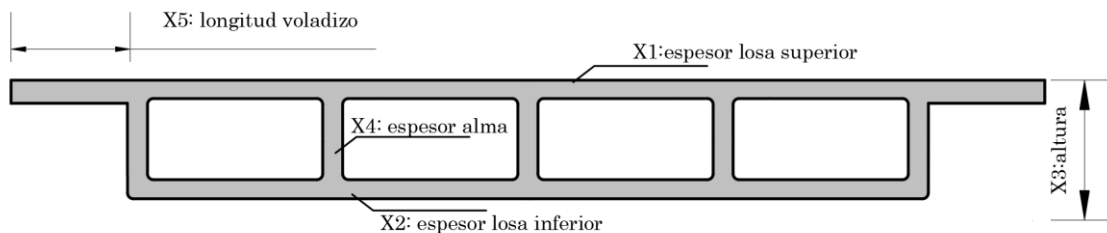


Figura IV.3 Variables de diseño de la sección cajón multicelular a considerar (Fuente: Elaboración propia).

- X1: Espesor de la losa superior
- X2: Espesor de la losa inferior
- X3: Altura de la sección del puente
- X4: Espesor de las almas
- X5: Longitud transversal del voladizo

A partir de la luz a salvar, la tipología estructural elegida, el trazado horizontal y el sistema de apoyo se está en condiciones de aplicar y plantear el predimensionamiento y las verificaciones del puente a partir de los métodos tradicionales, para luego volcar todos estos conocimientos al desarrollo del algoritmo genético.

5 Predimensionamiento de la sección cajón: Métodos tradicionales

El presente capítulo abarca todos los conocimientos relacionados a las restricciones de la geometría de la sección cajón y sus partes, las cargas, estados límites y verificaciones consideradas en el dimensionamiento de un puente y su aplicación al caso de estudio. En primer lugar, se analizan todas las partes de la sección cajón y se cita las restricciones de la bibliografía para cada una de ella. Luego, se realiza el predimensionamiento en base a dicha bibliografía y a partir de esto se propone la verificación de dicha sección para comprender el proceso de análisis de cargas, factores de combinación de las mismas, estados límites involucrados y verificaciones necesarias para evaluar la sección predimensionada. Así, al conocer la relación entre las partes de la sección cajón y sus verificaciones frente a la normativa, se podrá desarrollar el AG.

5.1 Restricciones de las partes de la sección tipo cajón

Como se desarrolló de forma más precisa en el apartado “Estado del arte de la sección cajón” cada parte de la misma cumple una función mecánica, constructiva y estética. Varios autores y códigos técnicos definieron ciertos valores límites o deseables de los mismos para orientar al diseñador estructural. Estas restricciones permiten de alguna forma obtener un diseño inicial para poder comenzar el cálculo, y a su vez, evitar dimensiones de las partes de la sección que no sean económica y constructivamente viables. Habiendo dicho

esto, se presentan las recomendaciones y límites geométricos de la bibliografía aplicadas a las 5 variables definidas en el caso de estudio (Fig.V.1). Los autores, a raíz de su experiencia presentan estos valores de referencias, pero recomiendan el uso con criterio de las mismas y no como una regla estricta que pueda seguirse de forma ciega.

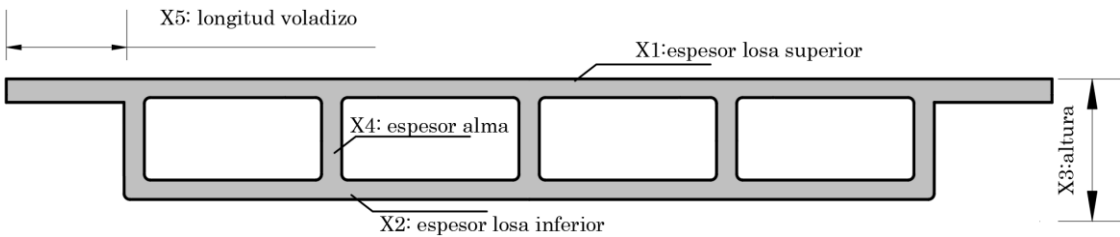


Figura V.1 Variables geométricas de la sección cajón multicelular del caso de estudio (Fuente: Elaboración propia).

5.1.1 X1: Espesor de la losa superior (Es)

El espesor de la losa superior genera la capa de compresión de la viga solicitada a flexión longitudinal, como así también representa el tablero que soporta las cargas de impacto. A su vez, debe tener cierta rigidez transversal con respecto a la luz que existe entre sus almas.

La AASHTO A9.7.1.1 recomienda:

- Espesor mínimo: 17,8 cm
- Mayor a luz libre entre almas sobre 20.

[14] Manterola, recomienda espesores mínimos de 18 a 20 cm.

De estos datos, y adoptando valores parecidos a las restricciones de [34] Cruz Avilés en su trabajo con similares condiciones, se define el rango de variación de la losa superior:

- **Restricciones X1 (m):** $0,175 \leq E_s \leq 0,35$

5.1.2 X2: Espesor de la losa inferior (E_i)

La losa inferior cumple la función de contener al cable postesado y también representa la parte comprimida del hormigón en apoyos continuos (no siendo este el caso). Así, principalmente se buscará que la misma permita introducir la vaina y el cable postesado con su recubrimiento.

La AASHTO A5.14.1.3 recomienda:

- Espesor mínimo: 14 cm
- Mayor a luz libre entre almas sobre 30.

Manterola comenta que rara vez se tienen losas inferiores de 20cm.

De estos datos, y adoptando valores parecidos a las restricciones de [34], se define el rango de variación de la losa inferior:

- **Restricciones X2 (m):** $0,14 \leq E_i \leq 0,35$

5.1.3 X3: Altura de la sección (H)

Varios autores proponen determinar la altura de la sección a partir de la luz que debe salvar el puente. Según Schlaich y Shceef, aceptan una relación de $L/H = 21$ en puentes de una sola luz, y $L/H = 25$ en puentes luces múltiples [1]. Por otro lado, Manterola y Belmonte, para puentes de carretera, recomiendan una relación de $L/H = 20$ [14]. La AASHTO propone una altura igual a $0,040 \cdot L$ del puente.

De estos datos, y adoptando valores parecidos a las restricciones de [34], se define el rango de variación de la altura de la sección:

- **Restricciones X3 (m):** $L/30 \leq H \leq L/15$

5.1.4 X4: Espesor del alma (E_w)

Las almas de la viga resisten principalmente a corte, unen la losa superior y con la inferior, y deben contener al cable postesado en toda su longitud.

“Existe un espesor mínimo razonable que podrían establecerse en 25 cm, necesarios para facilitar el hormigonado y colocar la armadura transversal, valores que deben crecer con la altura de la sección para facilitar el hormigonado del alma. Estos valores mínimos podrían alcanzar 40cm para almas de gran altura” Manterola, Puentes, tomo I.

la AASHTO propone en cambio un valor mínimo de 30cm.

- **Restricciones X4 (m):** $0,25 \leq E_w \leq 0,50$

5.1.5 X5: Longitud voladizo (Lv)

En vigas cajones monocelulares es común encontrar longitud de voladizos extremos del 40% de la luz transversal entre almas. También, es común tener un voladizo transversal de espesor variables favoreciendo a las solicitaciones en esta dirección y el ahorro de material. A pesar de esto, se adopta un voladizo transversal de espesor constante y su longitud mínima será de 1 metros y máxima de 2,5m

- **Restricciones X5 (m):** $1,00 \leq L_v \leq 2,50$

5.1.6 Tabla resumen:

Tabla V.1. Restricciones para las variables geométricas de la viga cajón			
Nro.	Variable	Símbolo	Restricción
X1	Espesor de la losa superior (m)	Es	$0,175 \leq E_s \leq 0,35$
X2	Espesor de la losa inferior (m)	Ei	$0,14 \leq E_i \leq 0,35$
X3	Altura de la sección (m)	H	$L/30 \leq H \leq L/10$
X4	Espesor del alma (m)	Ew	$0.25 \leq E_w \leq 0.50$
X5	Longitud de voladizo (m)	Lv	$1,00 \leq L_v \leq 2,50$

Nota. Fuente: Elaboración propia

A partir de estas limitaciones se podrá predimensionar el puente para el caso de estudio y también, al tener un rango con límites superior e inferior para cada variable, se podrá generar una población aleatoria de vigas cajón para el algoritmo genético.

5.2 Predimensionamiento de la sección cajón

Se predimensionará la sección cajón para el caso de estudio aplicando la metodología propuesta por el Post-Tensioned Box Girder Design Manual [12] que toma como normativa rectora a la AASHTO. Para ello se utiliza la luz libre del puente de 30 metros, el ancho total de 13 metros y la tipología estructural correspondiente a una viga multicelular de 4 células.

5.2.1 Criterios preliminares

Son varios los criterios necesarios a tener en cuenta cuando se habla del predimensionado de un puente. Estas especificaciones son del carácter técnico, jurídico, ambiental y económico, y muchas veces están impuestas por los comitentes del proyecto. En ese caso, como el objetivo central del trabajo es la superestructura basta con determinar los parámetros geométricos vistos en el caso de estudio, pero, se agregan algunas consideraciones básicas que se deberían tener en cuenta en un diseño integral.

- Naturaleza y función del obstáculo a ser salvado por la luz del puente.
- Topografía.
- Requerimientos del trazado vertical y horizontal.
- Elevación del puente, espacio libre por debajo.
- Número de carriles y sus respectivos anchos.
- Limitaciones ambientales.
- Aplicación de ciertos códigos técnicos.
- Mantenimiento del tráfico.

Luego, el ingeniero debe considerar el criterio preliminar del diseño del puente considerando:

- Tipo de puente.

- Ubicación de los pilares y estribos, lo que da como resultado la longitud de los vanos y la longitud total del puente.
- Longitud del puente entre juntas de dilatación.
- Sección transversal de la superestructura.
- Tipos y dimensiones de pilas y estribos.
- Tipos y dimensiones probables de los cimientos.

5.2.2 Longitud de la luz libre

Se suponen ciertas condiciones de borde que suman al predimensionado del caso de estudio.

- No existe inclinación del puente
- Se salva una luz de 30 metros. (Fig. V.2)
- La sección y la inercia permanecen constantes, excepto en la zona cercana a los apoyos.
- No existen restricciones medioambientales en el emplazamiento del puente en lo que respecta al puente permanente.
- No hay conflictos de servicios públicos ni futuros.
- Un espacio libre vertical reducido.
- Vinculación es simplemente apoyada.

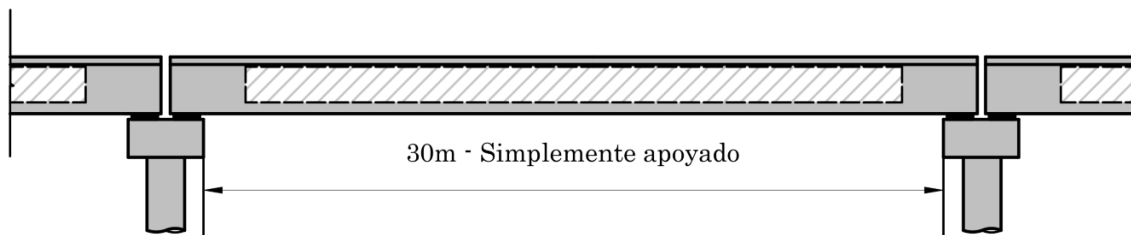


Figura V.2 Luz longitudinal del puente (Fuente: Elaboración propia).

5.2.3 Determinación las dimensiones de la sección cajón del caso de estudio

En este apartado se realiza el predimensionamiento propiamente dicho, utilizando como datos de entrada las variables del caso de estudio presentado y los criterios preliminares y de diseños mencionados.

5.2.3.1 Altura de la superestructura (H)

Anteriormente, la normativa AASHTO LRFD [11] de las especificaciones de diseño de puentes presentaba relaciones entre la altura de la viga y la luz para diversos tipos de puentes. Los requisitos actuales se centran en la selección de la rigidez de la superestructura para cumplir los criterios de deformación.

En el artículo 2.5.2.6.3 [11] presenta criterios opcionales para las relaciones luz-altura que pueden utilizarse si se solicita.

En términos de la altura mínima:

$$[1] \quad H = 0,045 * L \text{ (vigas simplemente apoyadas)}$$

$$[2] \quad H = 0,040 * L \text{ (vigas continuas)}$$

En términos de luz/altura:

$$[3] \quad (L/H = 22 * L) \text{ (vigas simplemente apoyadas)}$$

$$[4] \quad (L/H = 25 * L) \text{ (vigas continuas)}$$

Considerando el caso de estudio:

$$L = 30m \text{ (simplemente apoyado)}$$

$$H = 0,045 * 30m = 1,35 m$$

$$\mathbf{H = 1,35 m \text{ altura de la viga}}$$

5.2.3.2 Ancho de la superestructura

El ancho de una carretera depende de los requerimientos por parte de las características funcionales de la misma. En este caso, se define una carretera de dos calzadas, con un ancho de calzada total de 7,3 metros, sobrecanchos de 85 centímetros, veredas de 1,5 metros y espacio para colocación de barandas de seguridad de 50 cm, tendiendo en total un ancho de 13 metros (ver Fig. V.3). A su vez, los distintos componentes que forman la carretera serán algunas de las cargas permanentes.

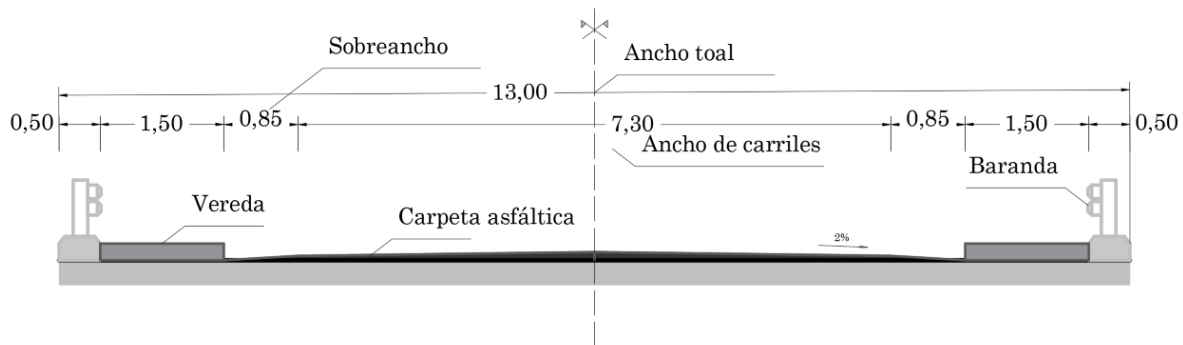


Figura V.3 Sección transversal de puente con sus componentes (Fuente; Elaboración propia).

$$At = 13 \text{ m Ancho total}$$

5.2.3.3 Longitud y espesor de voladizos (Lv)

Los voladizos laterales, o alas en voladizo, aportan ventajas tanto estructurales como estéticas. Estructuralmente, cierta longitud de voladizo proporciona un área de desarrollo para el esfuerzo de compresión de la losa superior. A su vez, el voladizo tiene una parte más fina en el extremo y más gruesa en su conexión con el alma de la viga dando una apariencia estéticamente agradable (en el caso de estudio se lo considerara constante) (ver Fig. V.4).

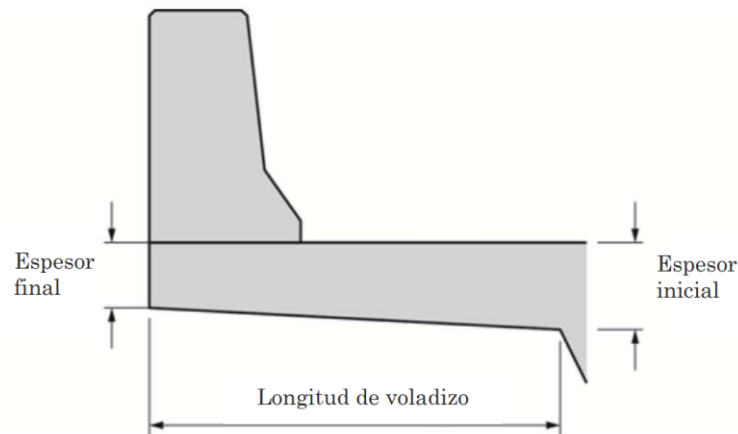


Figura V.4 : Sección transversal de voladizo de viga cajón (Fuente: [12]).

En cuanto a su longitud, se considera que esta varía de 0,6 metros a 2,5 metros. Longitudes mayores requieren un análisis de un posible pretensado transversal; dicha longitud también determina de alguna forma los espesores iniciales y finales del voladizo. Algunas fórmulas de dimensiones recomendadas se presentan a continuación. La ecuación numero 5 corresponde al espesor inicial del voladizo cuando si longitud es menor a 1,5 metros, y la ecuación 6 es para voladizos entre 1,5 y 2,5 metros.

$$t_c = \frac{L_v}{5} * (12) \geq t_{tip}$$

[5]

$$t_c = 12 + (L_v - 5)$$

[6]

L_v = longitud del voladizo en pies.

t_{tip} = espesor del voladizo final en pulgadas.

t_c = espesor del voladizo inicial en pulgadas.

Así, adoptando un L_c igual 1,5 metros o 4,92 pies:

$$t_c = (4,92/5) * 12 = 11,8 \text{ pulgadas} = 30 \text{ cm}$$

$$L_v = \text{longitud del voladizo} = 1,5\text{m}$$

$$t_c = \text{espesor inicial del voladizo} = 0,3\text{m (recomendable, pero se toma } 0,25\text{m)}$$

5.2.3.4 Almas (Ew)

El artículo 5.14.1.5.1 c de [11] proporciona criterios generales para el espesor de las almas para puentes de viga cajón:

Principalmente se menciona los criterios para determinar el mismo a partir del siguiente enunciado: "El espesor de las almas se determinará en función de los requisitos de cortante, torsión, recubrimiento y colocación del hormigón".

Respecto a los valores de referencia también comenta: "Para una adecuada colocación y consolidación del hormigón en el terreno, se necesita un espesor mínimo del alma de 20 cm para almas sin conductos de pretensado; **30 cm para almas con sólo conductos longitudinales** o verticales; y 38 cm para almas con conductos longitudinales y verticales. Para vigas de más de 2,4 metros de profundidad, estas dimensiones deben aumentarse para compensar la mayor dificultad de colocación del hormigón". A su vez, este espesor está en función de resistencia al corte resultante de cargas verticales y torsión; relación entre la separación del alma y el espesor de la losa superior.

A partir de esto se puede deducir que un mínimo de 30 cm de espesor del alma deberá ser necesarios para el caso de estudio planteado, donde solo se tiene conductos o vainas longitudinales.

Aun así, el método elegido propone determinar el espesor requerido de las almas a partir de establecer un valor de tensión tangencial (τ) admisible debido al corte.

La ecuación de la tensión tangencial por corte es:

$$[7] \quad \tau_{DL} = \frac{V * Q_0}{I * b_{total}} = \frac{p_{DL} * L_{max}}{2 * (0,8 * h * b_{total})}$$

p_{DL} = carga permanente de la superestructura (kips / ft)

L_{max} =Longitud máxima del vano del puente (ft)

H = profundidad de la superestructura de vigas cajón (ft)

b_{total} = Ancho total del alma en el eje neutro (ft)

Q_0 = momento estático del área por encima o por debajo del eje neutro

Para ello se debe determinar la carga permanente de la superestructura. La metodología recomienda la utilización de una formula aproximada, pero se opta por dar valores medios a las incógnitas faltantes, y determinar los pesos de las veredas, barandas y carpetas de rodamiento para definir las cargas permanentes del puente (Fig.V.5).

Cargas permanentes aproximadas p_{DL}

$$p_{vereda} = 0,2m * 1,5m * 25KN/m^3 = 7,5 KN/m$$

$$p_{baranda} = 2 * 3,5KN/m = 7KN/m$$

$$p_{C.Asfal} = 0,08m * 7,3m * 22KN/m^3 = 12,85 KN/m$$

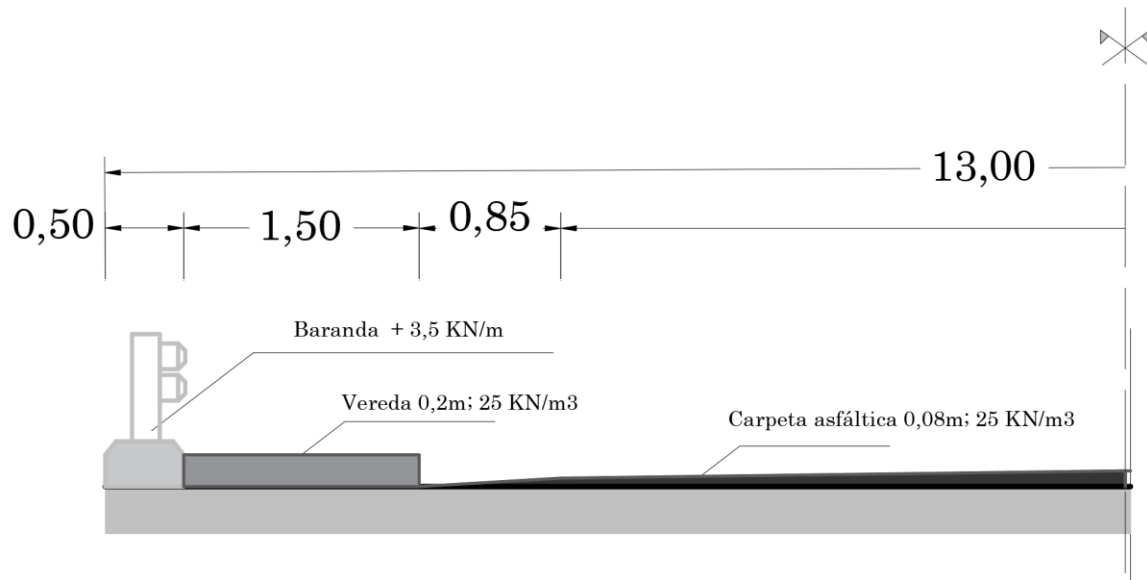


Figura V.5 Dimensiones de elementos que representan cargas permanentes del puente con sus respectivos pesos específicos (Fuente: Elaboración propia).

Peso propio de la estructura

$$Area = 6,6 \text{ m}^2$$

$$p_{vigacajon} = 6,6 \text{ m}^2 * 25 \text{ KN/m}^3 = 165 \text{ KN/m}$$

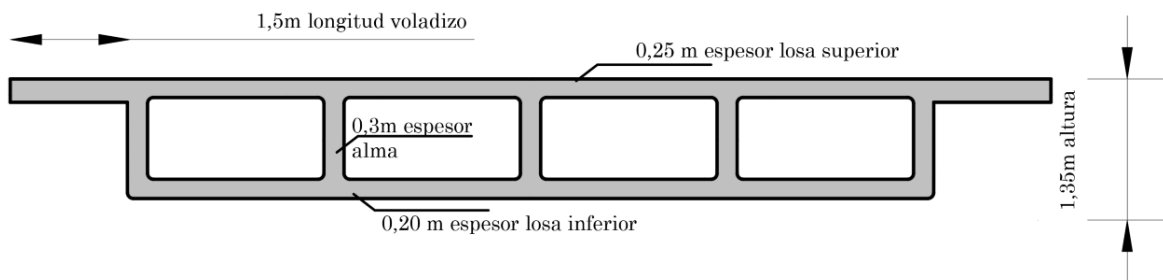


Figura V.6 Sección con dimensiones adoptadas como valores medios (Fuente: Elaboración propia).

$$p_{DL} = p_{vigacajon} + p_{C.Asfal} + p_{baranda} + p_{vereda} =$$

$$p_{DL} = 165 \text{ KN/m} + 12,85 \text{ KN/m} + 7 \text{ KN/m} + 7,5 \text{ KN/m} = \mathbf{192 \text{ KN/m}}$$

*para la aplicación de la formula; $192 \text{ KN/m} = 13.156 \text{ kips/ft}$

Una vez determinado las cargas permanentes de la superestructura, se puede limitar la tensión tangencia admisible en la ecuación (7) a entre $1/5 * \sqrt{f'c}$ y $1/7 * \sqrt{f'c}$, se obtiene un espesor total del alma que puede reforzarse adecuadamente en el diseño final.

$$[8] \quad b_{total} = \frac{p_{DL} * L_{max}}{2 * (0,8 * h * \tau_{DL})}$$

$$f'c=35\text{Mpa=}$$

$$\text{Adoptando } \tau_{DL} = 1/7 * \sqrt{f'c} = 1/7 * \sqrt{5}$$

$$L_{max} = 30 \text{ metros} = 98,4 \text{ ft}$$

$$H = 1,35 \text{ metros} = 4,42\text{ft}$$

$$b_{total} = \frac{13.156 \text{ kips/ft} * 98,4 \text{ ft}}{2 * (0,8 * 4,42\text{ft} * 0,2 * \sqrt{5} * (12))} = 34 \text{ inches}$$

$$b_{total} = 34 \text{ inches} = 0,86 \text{ metros}$$

Por tanto, adoptando un espesor de 30cm de mínima, se podrían adoptar 4 almas, estando en buenas condiciones. Pero el diseño adoptado es de 4 celdas por ende se necesitan 5 almas de 30 cm. Esto implicaría un sobredimensionamiento de las almas con respecto a las tensiones tangenciales de corte.

$$\mathbf{Ew= 0,3 \text{ m}; 5 almas}$$

5.2.3.5 Espesor de la losa superior (Es)

Respecto al espesor mínimo de la losa superior, [11] la AASHTO tiene varios artículos referidos a estas dimensiones.

- El artículo 9.7.1.1 [11] establece que, a menos que lo apruebe el propietario, el espesor mínimo de la losa superior, excluyendo el rectificado y ranurado, no debe

ser inferior a 18 cm y debe aumentarse a 20cm si se está expuesto a sales de deshielo.

- El espesor debe ser suficiente para anclar y cubrir el postensado transversal, si este existiera.
- No debe ser inferior a la luz libre entre los filetes, las cartelas o las almas dividida por 20, a menos que se disponga postensado transversal.

El aumento de la durabilidad se consigue mejor aumentando el espesor total de la losa.

Como regla general para el dimensionamiento inicial de las vigas cajón, el siguiente rango de relación entre la luz libre transversal del tablero y el espesor de la losa superior puede ser usado (Fig. V.7).

$$[9] \quad \frac{L_{trans}}{14} \geq E_s \geq \frac{L_{trans}}{17}$$

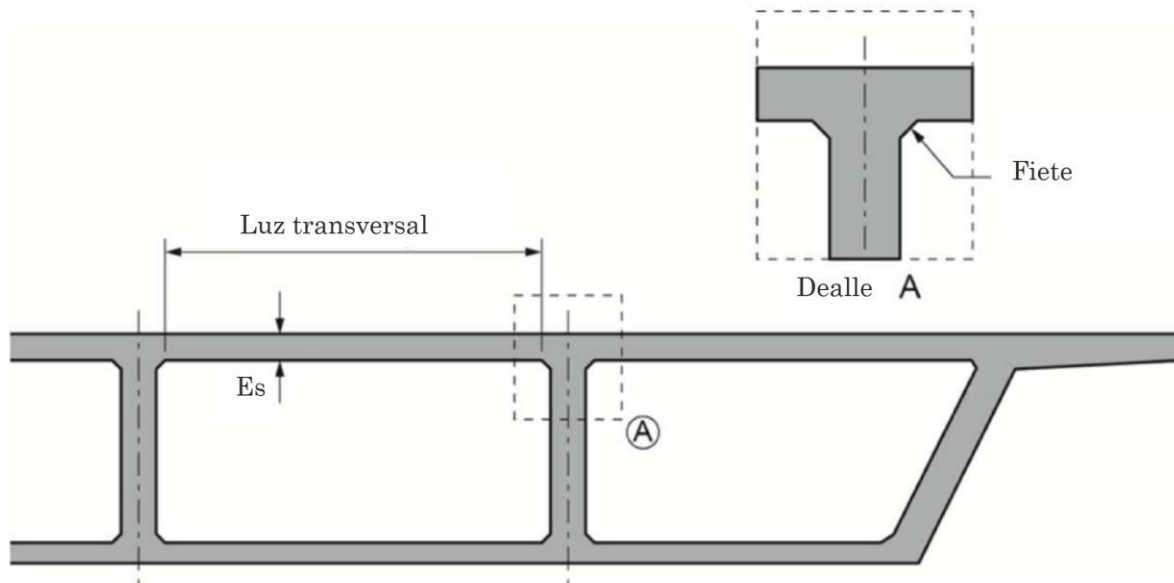


Figura V.7 Sección transversal de voladizo de viga cajón (Fuente: [12]).

Como se adoptaron 5 almas de 30 cm, la luz transversal entre filo de almas es de 2,125 metros.

$$L_{trans} = 2,125m$$

$$\frac{2,125}{14} \geq E_s \geq \frac{2,125}{17}$$

$$0,15 \text{ m} \geq E_s \geq 0,125 \text{ m}$$

Al tener almas en cantidad y espesor sobredimensionado se elige otro parametro mínimo de 0,25m

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

5.2.3.6 Espesor de la losa inferior (Ei)

El artículo 5.14.1.5.1b de [11] proporciona criterios para el espesor mínimo de las losas inferiores:

- Espesor mínimo de la losa inferior de 6,5 pulgadas,
- Mayor a la luz libre entre los filetes, las cartelas o las almas de las vigas pretensadas divididas por 30, a menos que se utilicen nervios transversales.

La losa inferior entre las almas debe ser suficiente para soportar su propio peso y las cargas superiores a ella, y al mismo tiempo participa en el comportamiento longitudinal y transversal general del puente.

Ya que la losa inferior debe proporcionar recubrimiento superior e inferior y cuatro capas de refuerzo (barras longitudinales y transversales en una capa superior e inferior), el espesor mínimo práctico es de aproximadamente 18cm.

Así, se adopta el espesor mínimo práctico y constructivo ya que se tiene una viga simplemente apoyada donde la losa inferior solo contiene y genera el recubrimiento necesario para el cable de postesado, pero no aporta zona de compresión del hormigón en ningún momento.

$$E_i=0,18\text{m}$$

5.2.4 Esquema de la sección predimensionada

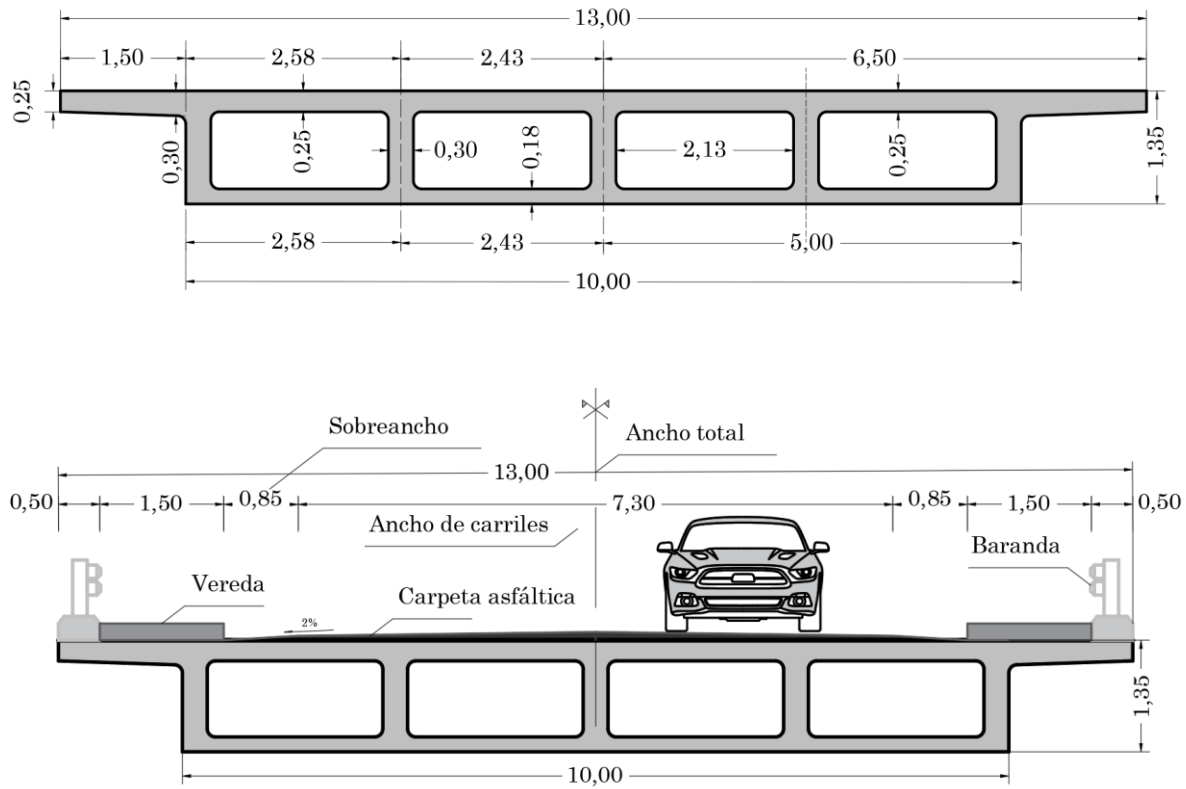


Figura V.8 Esquemas de la sección predimensionada (Fuente: Elaboración propia).

Tabla V.2. Variables predimensionadas de la sección cajón multicelular del caso de estudio

Nro.	Variable	Símbolo	Valor
X1	Espesor de la losa superior (m)	Es	0,25 m
X2	Espesor de la losa inferior (m)	Ei	0,18 m
X3	Altura de la sección (m)	H	1,35 m
X4	Espesor del alma (m)	Ew	0,30 m
X5	Longitud de voladizo (m)	Lv	1,50 m

Nota. Fuente: Elaboración propia

5.3 Verificación de la sección tipo cajón

Predimensionada la sección cajón (a partir de la bibliografía elegida), es necesario presentar los modelos de cargas, solicitaciones y estados límites para verificar la geometría predefinida. Se utilizan las normativas CIRSOC 801 y 802 [10] [35], como referencia para estas verificaciones, con el propósito de generar un documento que familiarice al lector con estos nuevos reglamentos mecánicos que están próximos a entrar en vigencia en la República Argentina.

Sin embargo, es importante destacar que el objetivo central de este capítulo no es introducir una nueva normativa, ya que la misma se basa en la normativa AASHTO, en cambio, se pretende presentar todas las verificaciones mecánicas que permitan evaluar la geometría de un prediseño para determinar si cumple con los criterios básicos de ingeniería estructural: resistencia, rigidez y funcionalidad.

Además, se mencionan la mayoría de las cargas y estados límites propuestos por la norma, pero se aclara que serán parcialmente aplicadas al caso de estudio, es decir que no se realizarán verificaciones de estados límites de fatiga o eventos accidentales, ni se analizarán las solicitaciones transversales a la sección, esto se debe a la complejidad del estudio integral de puentes de viga cajón.

En la siguiente sección se especificarán las cargas y estados límites necesarios para la verificación del caso de estudio.

5.3.1 Estados límites – Generalidades

En cuanto a la filosofía de diseño, el reglamento establece que “Los puentes se deberán proyectar considerando los estados límites especificados a fin de lograr los objetivos relativos a la seguridad, condiciones de servicio y aspectos constructivos considerando debidamente todo lo relacionado con la economía y la estética”. En cuanto al método que utiliza, como la mayoría de normas estadounidense, se implementa el “El Diseño por Factores de Carga y Resistencia” (LRFD), así todos los elementos y conexiones del puente deben satisfacer la siguiente ecuación:

$$[10] \quad \sum n_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

n_i : factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa.

γ_i : factor de carga: multiplicador con base estadística u obtenido estadísticamente que se aplica a las solicitaciones.

Q_i : la solicitación.

ϕ : el factor de reducción de resistencia: multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal

R_n : la resistencia nominal.

R_r : la resistencia minorada.

Cabe resaltar el valor que puede tomar el factor de modificación de cargas, que depende de la ductilidad, la redundancia y la importancia operativa:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0,95$$

“Todos los elementos estructurales se deberán dimensionar de manera que satisfagan los requisitos en todos los estados límite de servicio, fatiga, resistencia y eventos extremos que correspondan”. Así, el reglamento [10] define cuatro estados límites a partir de las consideraciones que se deben realizar en cada uno de ellos.

1. Estado límite de servicio (ELS)

“El estado límite de servicio se debe considerar como restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones normales de servicio”, es decir que en este estado límite las cargas no se mayoran y además tiene como objetivo mantener la funcionalidad de la estructura durante toda su vida útil.

Estas restricciones se logran a partir de limitar **las tensiones en el hormigón**, evitando grandes deformaciones y fisuras muy amplias.

2. Estado límite de resistencia (ELU)

“Se debe considerar el estado límite de resistencia para garantizar que se proporcionen resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de cargas especificadas, estadísticamente significativas, que se prevé que un puente experimentará en su vida de diseño”.

En este caso, se refiere a un estado límite último, es decir, el estado tensional y de resistencia que tiene la estructura en el momento antes de su colapso; para ello, se mayoran las cargas y se disminuye la resistencia de los materiales con el fin de cubrir incertidumbres y cuestiones no contempladas.

En el estado límite de resistencia se deberán considerar la resistencia y la estabilidad; la primera minorada se logra a partir de la aplicación de factores de resistencia ϕ los cuales dependen del tipo de sollicitación al cual será sometido el material.

3. Estado límite de fatiga y fractura

“El estado límite de fatiga se debe considerar como restricciones impuestas al rango de tensiones, que se da como resultado de la acción de un único camión de diseño y que ocurre en un número esperado de ciclos del rango de tensión”.

“El estado límite de fractura se debe considerar como un conjunto de requisitos sobre la tenacidad del material y hasta tanto no se desarrolle un documento nacional al respecto se recomienda adoptar los requisitos dados por las “Especificaciones sobre materiales de AASHTO” (“AASHTO Materials Specifications”).

4. Estados límite correspondientes a eventos extremos

“Se debe considerar el estado límite correspondiente a eventos extremos para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación excepcional o durante un sismo destructivo, o en caso de ser embestido por una embarcación, un vehículo o un flujo de hielo, posiblemente en condiciones socavadas”.

Si bien los cuatro estados límites deben analizarse para el diseño idóneo de un puente carretero, el alcance de este trabajo se limita a la consideración de los estados límites de

servicio (ELS) y los estados límites de resistencia que serán considerados como los estados límites últimos (ELU).

5.3.2 Cargas y factores de cargas

5.3.2.1 Cargas a considerar

Gran parte del trabajo de un ingeniero estructural recae en la estimación de las cargas a las que estará sometida una estructura; las mismas se pueden clasificar en varias categorías, pero la diferenciación principal que establece el reglamento es entre cargas permanentes y cargas transitorias (Tabla V.3).

Tabla V.3. Totalidad de las cargas a considerar en el dimensionamiento de un puente	
Cargas permanentes	Cargas transitorias
CR - Solicitaciones generadas por fluencia lenta	BL - Cargas explosivas
DD - Fricción negativa	BR - Fuerza de frenado de los vehículos
DC - Peso propio de los componentes estructurales y agregados no estructurales	CE - Fuerza centrífuga de los vehículos
DW - Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios	CT - Fuerza de colisión de un vehículo
EH - Empuje horizontal del suelo	CV - Fuerza de colisión de una embarcación
EL - Tensiones residuales resultantes del proceso constructivo, incluyendo en la construcción parcial la elevación separada de voladizos	EQ - Carga sísmica
ES - Sobrecarga debida al suelo	FR - Carga de fricción
EV - Presión vertical del peso propio del suelo de relleno	IC - Carga de hielo
PS - Fuerzas secundarias de postensado	IM - Incremento por carga vehicular dinámica

SH - Solicitaciones generadas por contracción	LL - Sobrecarga vehicular
	LS - Sobrecarga adicional
	PL - Sobrecarga peatonal
	SE - Solicitaciones generadas por asentamiento
	TG - Solicitaciones generadas por gradiente de temperatura
	TU - Solicitaciones generadas por temperatura uniforme
	WA - Carga hidráulica y presión del flujo de agua
	WL - Viento sobre la sobrecarga
	WS - Viento sobre la estructura
Notas: Fuente Cirsoc 801	

Estas cargas provienen de diferentes fuentes: cargas verticales del peso propio de la estructura, carpeta asfáltica y otros componentes; sobrecargas vehiculares y peatonales; pérdidas provenientes del método constructivo del pretensado; cargas accidentales, de viento, hidráulicas y hasta relacionadas con fenómenos sísmicos. Así, se visualiza la heterogeneidad de las cargas a considerar para garantizar la seguridad y la resistencia de la estructura de un puente.

Por otro lado, es importante resaltar, como fue mencionado, el alcance del trabajo, que se enfocará en el uso de las cargas permanentes convencionales y la sobrecarga vehicular; las mismas serán aplicadas al caso de estudio, mientras que otras cargas no serán consideradas en el análisis.

5.3.2.1 Factores de carga y combinaciones de carga

Como se planteó en la ecuación [10], cada tipo de carga debe estar afectada por su factor de carga el cual generalmente aumenta la sollicitación de acuerdo al nivel de incertidumbre en su estimación. Así, las cargas permanentes, consideradas como constantes a lo largo del

tiempo, tienen factores de carga menores en comparación con las cargas variables, donde el nivel de incertidumbre es mayor.

La solicitación para el diseño se calcula con la siguiente ecuación:

$$[11] \quad Q = \sum \eta_I \gamma_i Q_i$$

η_I : el modificador de las cargas.

γ_i : los factores de carga.

Q_i : las solicitaciones de las cargas especificadas.

De acuerdo al estado límite considerado, se determinan distintas combinaciones de cargas multiplicadas por su respectivo factor.

Los estados límites para cada una de las combinaciones de cargas es presentado a continuación.

Tabla V.4. Combinación de cargas estado límites de resistencia (I a V)

Estado límite	Combinación de cargas
Resistencia	
I	Combinación de cargas básicas correspondiente al uso normal del puente sin considerar la influencia del viento.
II	Combinación de cargas correspondiente al uso del puente por vehículos de diseño especiales o de circulación restringida, sin considerar la influencia del viento.
III	Combinación de cargas correspondiente al puente expuesto a vientos con velocidades superiores a 25 m/s.

IV	Combinación de cargas correspondiente a relaciones muy altas entre los efectos de las cargas permanentes y las sobrecargas.
V	Combinación de cargas correspondiente al uso del puente por vehículos normales con una velocidad del viento de 25 m/s.

Nota: Fuente elaboración propia, adaptación Cirsoc 801

Tabla V.5. Combinación de cargas estado límites de Servicio (I a IV)

Estado límite	Combinación de cargas
Servicio	
I	Combinación de cargas correspondiente a la operación normal del puente con un viento de 25 m/s, tomando todas las cargas con sus valores nominales.
II	Combinación de cargas que busca controlar que en servicio y debido a la sobrecarga útil vehicular, no se produzca la fluencia en las estructuras de acero ni el deslizamiento en las uniones de deslizamiento crítico. Se aplica sólo a las estructuras de acero .
III	Combinación de cargas para el análisis longitudinal relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración y la tracción principal en las almas de las vigas construidas por dovelas de hormigón
IV	Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en columnas de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

Nota: Fuente elaboración propia, adaptación Cirsoc 801

Tabla V.6. Combinación de cargas estado límites de Fatiga y Eventos extremos (no incluidas en la aplicación al caso de estudio)

Estado límite	Combinación de cargas
Fatiga I	Combinación de cargas de fatiga y fractura relacionadas con la resistencia a la fatiga frente a carga infinita.
Fatiga II	Combinación de cargas de fatiga y fractura relacionadas con la resistencia a la fatiga frente a carga finita
Evento extremo I	Combinación de cargas que incluye el sismo. El factor de carga para la sobrecarga puede ser cero o especificado.
Evento extremo II	Combinación de cargas que incluyen carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, crecidas de verificación

Nota: Fuente elaboración propia, adaptación Cirsoc 801

Luego, con los estados límites disgregados, se deben aplicar los factores de cargas a cada una de los tipos de cargas de cada estado límite según la tabla V.7.

Tabla V.7. Combinación de cargas y factores de carga.

Combinación de cargas	DC DD D W EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Resistencia I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia IV	γ_p	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Evento extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-
Evento extremo II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00	1,00
Servicio I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-	-	-
Fatiga I – sólo LL, IM y CE	-	1,50	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-
Fatiga II – sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-

Nota: Fuente Cirsoc 801

Tabla V.8. Factores de carga para cargas permanentes γ_p .

Tipo de carga, tipo de fundación, y método utilizado para calcular la fricción negativa		Factor de carga	
		Máximo	Mínimo
<i>DC</i> : Elementos y accesorios		1,25	0,90
<i>DC</i> : Resistencia <i>IV</i> solamente		1,50	0,90
<i>DD</i> : Fricción negativa	Pilotes, Método Tomlinson	1,40	0,25
	Pilotes, Método	1,05	0,30
	Pilotes excavados, Método O'Neill and Reese (1999)	1,25	0,35
<i>DW</i> : Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos		1,50	0,65
<i>EH</i> : Empuje horizontal del suelo			
• Activo		1,50	0,90
• En reposo		1,35	0,90
• AEP para muros anclados		1,35	N/A
<i>EL</i> : Tensiones residuales de montaje		1,00	1,00
<i>EV</i> : Empuje vertical del suelo			
• Estabilidad global		1,00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos		1,35	0,90
• Estructura rígida enterrada		1,30	0,90
• Marcos rígidos		1,35	0,90
• Estructuras flexibles enterradas			
○ Alcantarillas metálicas y alcantarillas de placa estructural con fondo corrugado		1,50	0,90
○ Alcantarillas termoplásticas		1,30	0,90
○ Todas las demás		1,95	0,90
<i>ES</i> : Sobrecarga debida al suelo		1,50	0,75

5.3.2.2 Cargas permanentes

Las cargas permanentes están relacionadas con las cargas que actúan de forma continua y “permanente” en el puente a lo largo de su vida útil; las mismas incluyen el peso propio de la estructura y sus componentes y además, se considera de manera indirecta las pérdidas del pretensado, como la fricción o la fluencia lenta, como cargas permanentes.

El Cirsoc 801 comenta: “La **carga permanente** deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, relleno de tierra, superficie de rodamiento, futuras repavimentaciones y ensanches previstos”. Para ello, el reglamento presenta una guía de pesos unitarios de referencia.

Tabla V.9. Pesos unitarios.

Material		Pesos unitarios (kN/m³)
Aleaciones de aluminio		27,50
Superficies de rodamiento bituminosas		22,00
Hierro fundido		70,70
Escoria		9,43
Arena, limo o arcilla compactados		18,85
Hormigón (w)	Agregados de bajo peso unitario	17,28
	Agregados de bajo peso unitario y arena	18,85
	Peso unitario normal con $f'_c \leq 35$ MPa	22,79
	Peso unitario normal con $35 < f'_c \leq 105$ MPa	$21,99 + 0,0229 f'_c$
Arena, limo o grava sueltos		15,71
Arcilla blanda		15,71
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		22,00
Acero		76,98
Mampostería de piedra		26,71
Madera	Dura	9,43
	Blanda	7,86
Agua	Dulce	9,81
	Salada	10,06
Elemento		Peso por unidad de longitud (kN/m)
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía		2,92
(1) Para hormigón armado con cuantías de acero habituales es suficiente adicionar a estos valores 0,80 kN/m³ a fin de tener en cuenta el peso de la armadura.		

Nota: Fuente Cirsoc 801

1.1.1.1 Sobrecargas

Dentro de las cargas transitorias encontramos las sobrecargas, es decir, solicitaciones variables en el tiempo. Principalmente se tratarán las cargas gravitatorias, la sobrecarga vehiculos (LL) y la sobrecarga peatonal (PL).

Sobrecarga vehicular

Número de carriles de diseño

El número de carriles de diseño se determina a partir de la relación $w/3,6$ en donde “w” representa el ancho de calzada libre para circulación. En general, el número de carriles determinará la cantidad de veces a considerar las cargas vehiculares.

En el caso de tener varios carriles de circulación, el reglamento permite utilizar un factor de presencia múltiple, de acuerdo a la cantidad de carriles.

“La solicitud extrema correspondiente a sobrecarga se deberá determinar considerando cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple correspondiente para tomar en cuenta la probabilidad de que los carriles estén ocupados simultáneamente por la totalidad de la sobrecarga de diseño HL- 13_AR”

Tabla V.10.Factores de presencia múltiple.

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

Nota: Fuente Cirsoc 801

Sobrecarga vehicular de diseño

La sobrecarga vehicular de diseño (HL- 13_AR) correspondiente a cada calzada del puente está determinada a partir de la combinación del a) Camión de diseño o b) Tándem de diseño, y c) la carga de carril de diseño. (Fig. V.8)

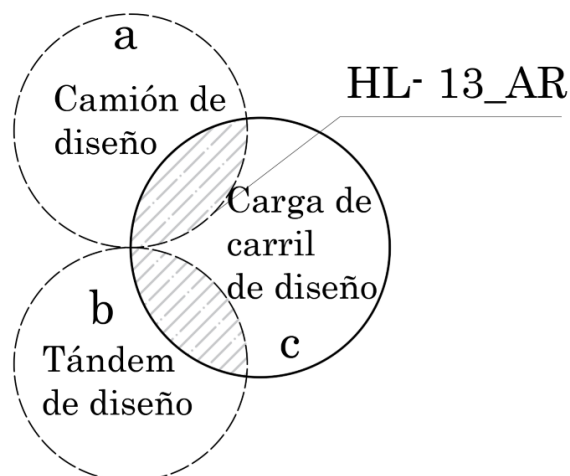


Figura V.9 Esquema composición de la carga vehicular de diseño (Fuente: elaboración propia).

A su vez, el reglamento establece que cada carril de diseño considerado deberá estar ocupado ya sea por el camión de diseño o bien por el tándem de diseño, superpuesto con la carga del carril, cuando corresponda. Se supondrá que las cargas ocupan 3 m, transversalmente, dentro de un carril de diseño.

a) Camión de diseño

El camión de diseño corresponde al vehículo representado en la Fig. V.9 y la separación entre los dos ejes de 232 kN deberá variar entre 4,30 y 9,0 m para producir las solicitaciones extremas; a este camión de diseño se le deberá aplicar su respectivo incremento por carga dinámica (coeficiente de impacto).

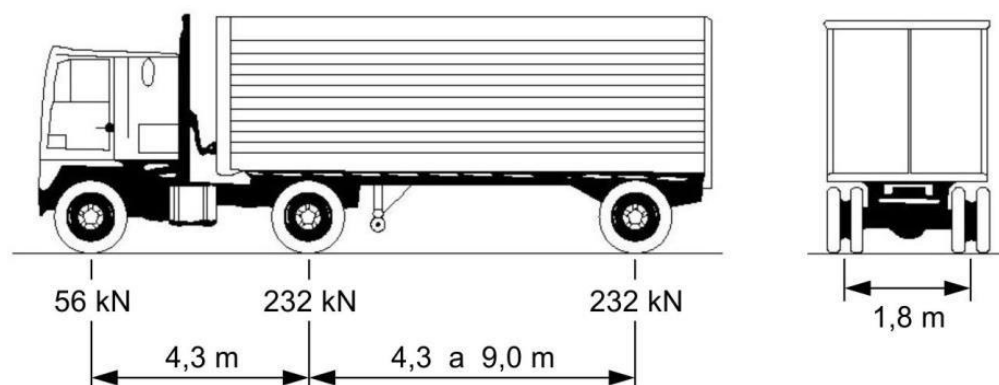


Figura V.10 Esquema de características del camión de diseño (Fuente: CIRSOC 801).

b) Tándem de diseño

La otra carga vehicular “discreta o puntual” a considera corresponde al tándem de diseño que según la normativa “El tándem de diseño consiste en un par de ejes de 176kN con una separación de 1,20m”. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1,80 m y se e deberá considerar un incremento por carga dinámica al igual que en el camión de diseño.

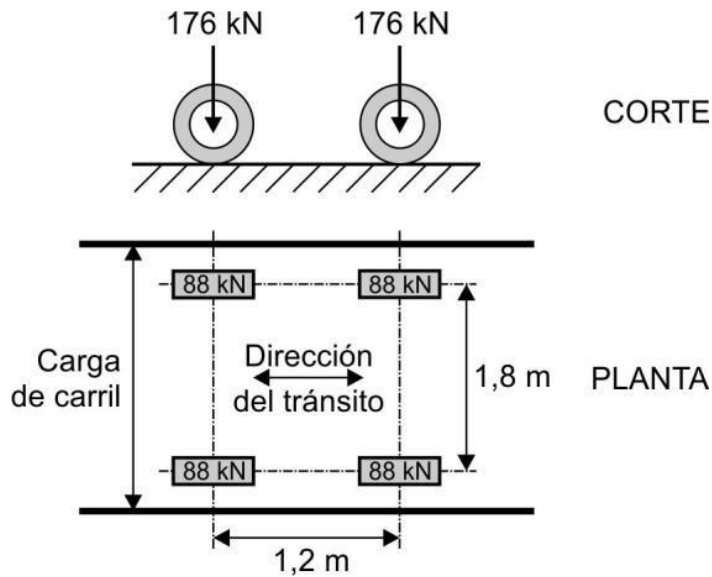


Figura V.11 Esquema de características del tándem de diseño (Fuente: CIRSOC 801).

c) Carga de carril de diseño

El otro componente de la sobrecarga a considerar de forma conjunta con el camión o tándem de diseño es la carga de carril de diseño, la cual es similar al concepto de multitud compacta que se tiene en otras bibliografías. Según la normativa, “La carga de carril de diseño consistirá en una carga de 15 kN/m, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente, la carga de carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3,0 m. Las solicitaciones debidas a la carga de carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica”. (Fig. V.11 y 12)

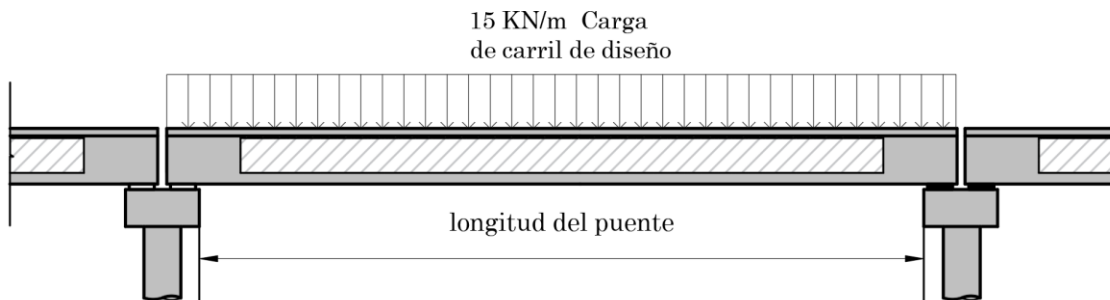


Figura V.12 Distribución longitudinal de carga de carril de diseño (Fuente: elaboración propia).

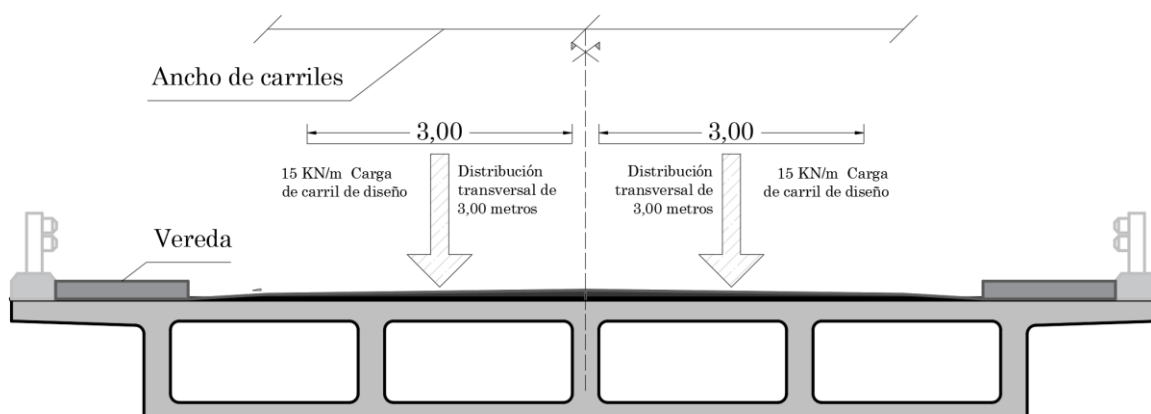


Figura V.13 Distribución transversal de carga de carril de diseño (Fuente: elaboración propia).

Combinación de la sobrecarga vehicular

La sollicitación máxima que genera la sobrecarga vehicular debe ser determinada a partir de la combinación más desfavorable entre las siguientes consideraciones:

- La sollicitación debida al tándem de diseño combinada con la sollicitación debida a la carga de carril de diseño.
- La sollicitación debida a un camión de diseño, con la separación variable entre ejes más desfavorable, combinada con la sollicitación debida a la carga de carril de diseño.
- La combinación entre el 90% de la sollicitación generada por **dos camiones de diseño** (separados como mínimo 15 metros entre el eje delantero de uno y el eje trasero del otro; y una separación entre ejes de 232KN de 4,3m) y el 90% de la sollicitación generada por la carga de carril de diseño. Los dos camiones de diseño se deberán ubicar en tramos adyacentes de manera que generen las máximas sollicitaciones; esto se considera tanto para momentos negativos (flexión) entre puntos de inflexión bajo una carga uniforme en todos los tramos, como para reacción (corte) en las pilas interiores.

Carga para el voladizo lateral del tablero

En el diseño de voladizos laterales de tablero con un vuelo menor a 1,80 m, considerando la distancia desde el eje de la viga exterior hasta la cara de una baranda de hormigón estructuralmente continua, se permite reemplazar la fila exterior de cargas de rueda por una carga lineal uniformemente distribuida de 23,35 kN/m. Esta carga lineal se coloca a una distancia de 0,30 m desde la cara de la baranda.

Cargas peatonales

Se deberá aplicar una carga peatonal de 3,60 kN/m² en todas las veredas de más de 0,60 m de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño en el carril para vehículos.

Incremento por carga dinámica: IM

El coeficiente de impacto o el factor de carga dinámica es un incremento aplicado a las cargas estáticas para considerar su carácter dinámico. Según el reglamento se considera que “los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados, para considerar el incremento por carga dinámica”.

El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como: $(1 + IM)$. El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga de carril de diseño.

Tabla V.11. Incremento por Carga Dinámica, IM.

Componente	IM
Juntas del tablero - Todos los Estados Límite	75%
Todos los demás componentes	
Estado Límite de Fatiga y Fractura	15%
Todos los demás Estados Límite	33%

Nota: Fuente Cirsoc 801

5.3.2.3 Otras cargas

Como ha sido mencionado varias veces a través del capítulo, se tratarán solamente las cargas permanentes y sobrecargas, pero es necesario conocer la existencia de las otras cargas involucradas puesto que son fundamentales para el diseño estructural integral del puente. Por ende, se deja en este apartado para sus respectivas menciones.

- Fuerzas centrífugas CE
- Fuerza de frenado: BR
- Cargas hidráulicas: WA
- Carga de viento: WL y WS
- Cargas de hielo: IC
- Efectos debidos a los sismos: EQ
- Empuje del suelo: EH, ES, LS y DD
- Efectos debidos a deformaciones impuestas: TU, TG, SH,
- CR, SE, PS
- Fuerzas friccionales: FR
- Cargas explosivas: BL

5.3.3 Diseño a flexión

1.1.1.2 Verificación de estados límites de servicio

Para la verificación del estado límite de servicio a flexión el reglamento restringe las tensiones en el hormigón y en los cables de pretensado; así, con estas restricciones y un control de la separación de la armadura, se controlan las deformaciones y la fisuración en los elementos estructurales. Las tablas de las tensiones admisibles para el ELS serán presentadas en el apartado de “pretensado”, ya que varían en función de las pérdidas del pretensado consideradas.

1.1.1.3 Verificación estado límite de resistencia

A. Hipótesis

La resistencia minorada de los elementos de hormigón se deberá basar en las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, los factores de resistencia y en las siguientes hipótesis:

- Si el hormigón no está confinado, la máxima de formación específica utilizable en la fibra extrema comprimida del hormigón deberá ser menor o igual que 0,003.
- La tensión en la armadura se basará en una curva tensión-deformación representativa del acero o en una representación matemática aprobada, que incluya el anclaje de la armadura y de los elementos de pretensado y la transferencia del pretensado.
- La resistencia a la tracción del hormigón podrá ser despreciable.
- Se supondrá que la distribución de la relación tensión de compresión-deformación es rectangular, parabólica o de cualquier otra forma que permita predecir la resistencia de manera sustancialmente compatible con los resultados de ensayo
- Se considerará que las secciones son controladas por tracción cuando la deformación neta por tracción en el acero más traccionado sea mayor o igual que **0,005**.

B. Distribución rectangular de tensiones

La relación entre la tensión y la deformación del hormigón se puede considerar satisfecha por un diagrama rectangular equivalente de tensiones de compresión de **0,85 f'_c** en una zona limitada por los bordes de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro

ubicada a una distancia $a = \beta_1 c$ a partir de la fibra extrema comprimida. La distancia c se deberá medir de manera perpendicular al eje neutro; el factor β_1 se deberá tomar como **0,85** para hormigones cuyas resistencias no superan los **30 MPa** y para resistencias mayores a **30 MPa**, a β_1 se le deberá aplicar una reducción de **0,05** por cada **7 MPa** de resistencia en exceso de **30 MPa**, excepto que β_1 no podrá ser menor que **0,65**.

C. Tensión en el acero de pretensado para la resistencia nominal a la flexión (cable adherente)

En la construcción pretensada el acero no sigue al 100% los diagramas tensión-deformación convencionales, esto se debe a que se trabaja con aceros de alta resistencia, que sufrieron procesos térmicos y mecánicos, que provoca la variación entre la relación tensión-deformación y para ello el reglamento permite utilizar una fórmula en base a la tensión de rotura del acero con el que se está trabajando y otras variables mecánicas.

Así, la tensión de trabajo en el acero de pretensado, f_{ps} , se puede determinar con la siguiente expresión:

$$[12] \quad f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right)$$

$$\text{Siendo} \quad k = 2 \left(1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right)$$

Según se tenga $a \leq hf$ (comportamiento como sección rectangular):

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s}{0,85 f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

O se tenga $a \geq hf$ (comportamiento como sección T):

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s - 0,85 f'_c (b - b_w) h_f}{0,85 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Siendo:

A_{ps} : el área del acero de pretensado, en m^2 .

f_{pu} : la resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado, en MPa.

f_{pv} : la tensión de fluencia del acero de pretensado, en MPa.

A_s : el área de la armadura de tracción de acero no pretensado, en m^2 .

A'_s : el área de la armadura de compresión, en m^2 .

f_s : la tensión en la armadura de tracción no pretensada para la resistencia nominal a la flexión, en MPa.

f'_s : la tensión en la armadura de compresión no pretensada para la resistencia nominal a la flexión, en MPa.

b : el ancho de la cara comprimida del elemento; para la sección de un ala solicitada a compresión, ancho efectivo del ala, en m.

b_w : el ancho del alma, en m.

h_f : la altura del ala comprimida, en m.

d_p : la distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los cables de pretensado, en m.

c : la distancia entre el eje neutro y la cara comprimida, en m.

β_1 : el factor para el diagrama de tensiones.

D. Resistencia minorada a la flexión

La resistencia minorada M_r se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$M_r = \phi M_n$$

[13]

Para las secciones con alas solicitadas a flexión respecto de un eje, para las cuales se utiliza la distribución de tensiones aproximada, en las cuales la altura del ala comprimida sea menor que $a=\beta_1 \cdot c$, la resistencia nominal a flexión se puede tomar como:

$$[14] \quad M_n = 1000 \left[A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - \dots + A'_s f'_s \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0,85 f'_c (b - b_w) h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \right]$$

Siendo:

A_{ps} : el área del acero de pretensado, en m².

f_{ps} : la tensión media en el acero de pretensado para la resistencia nominal a la flexión, en MPa.

d_p : la distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los cables de pretensado, en m.

A_s : el área de la armadura de tracción no pretensada, en m².

f_s : la tensión en la armadura de tracción no pretensada para la resistencia nominal a la flexión, en MPa.

d_s : la distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de tracción no pretensada, en m.

A'_s : el área de la armadura de compresión, en m².

f'_s : la tensión en la armadura de compresión no pretensada para la resistencia nominal a la flexión, en MPa.

d'_s : la distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de compresión, en m.

f'_c : la resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente, en MPa.

b : el ancho de la cara comprimida del elemento; para la sección de un ala solicitada a compresión, ancho efectivo del ala, en m.

b_w : el ancho de alma o diámetro de una sección circular, en m.

β_1 : el factor para el diagrama de tensiones.

h_f : la altura del ala comprimida de un elemento de sección I o T, en m.

a : la altura del diagrama de tensiones equivalente, en m, ($a = c \cdot \beta_1$).

E. Armadura mínima

Con respecto a la armadura mínima, el reglamento establece que la cantidad de armadura de tracción pretensada y no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión minorada, M_r , como mínimo igual al menor valor entre:

- 1,33 veces el momento mayorado requerido por las combinaciones de cargas para los estados límite de resistencia.
- Momento Crítico (M_{cr}) igual a:

$$[15] \quad M_{cr} = \gamma_3 \left[\left(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe} \right) 1000 S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

Siendo:

f_r : el módulo de rotura del hormigón.

f_{cpe} : la tensión de compresión en el hormigón debida exclusivamente a las fuerzas de pretensado efectivas (una vez que han ocurrido todas las pérdidas) en la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción, en MPa.

M_{dnc} : el momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta, en kNm.

S_c : el módulo resistente para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción, en m³.

S_{nc} : el módulo resistente para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción, en m³.

5.3.4 Diseño a torsión y corte

Como las tensiones tangenciales son producidas esencialmente por los esfuerzos de corte y los momentos torsores, estos fenómenos deben verificarse en conjunto.

5.3.4.1 Requisitos generales

- La resistencia minorada a la torsión, T_r , se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$[16] \quad T_r = \phi T_n$$

T_n la resistencia nominal a la torsión especificada en el kNm

ϕ el factor de resistencia para torsión.

- La resistencia minorada al corte, V_r , se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$[17] \quad V_r = \phi V_n$$

V_n la resistencia nominal al corte en kN

ϕ el factor de resistencia para corte.

Estas resistencias minoradas T_r y V_r debe mayores o iguales a las sus respectivas solicitaciones ultima T_u (momento torsor mayorado) y V_u (esfuerzo de corte último).

1.1.1.4 Verificación a torsión

Como se mencionó, T_r debe ser mayor que T_u . Aun así, solo es necesario considerar los efectos torsionales cuando $T_u > 0,25 \phi T_{cr}$, es decir, cuando la sollicitación a torsión es mayor que el 25% del momento de fisuración por torsión multiplicado por el factor de resistencia.

$$[18] \quad T_{cr} = 328 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{p_c} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0,328 \sqrt{f'_c}}}$$

Tu: el momento torsor mayorado, en kNm.

Tcr: el momento de fisuración por torsión, en kNm.

Acp: el área total encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de hormigón, en m².

p_c: la longitud del perímetro exterior de la sección de hormigón, en m.

f_{pc}: la tensión de compresión en el hormigón después de las pérdidas, ya sea en el baricentro de la sección transversal que resiste cargas temporarias o en la unión del alma y el ala si el baricentro se encuentra en el ala, en MPa.

φ: el factor de resistencia.

Una vez verificada la necesidad de analizar los efectos torsionales, se calcula Tu a partir de la ubicación mas desfavorables de las cargas transversales y se determina Tn.

- La **resistencia nominal a la torsión** se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$[19] \quad T_n = \frac{2000 A_o A_t f_y \cotg \theta}{s}$$

Ao: el área encerrada por el recorrido del flujo de corte, incluyendo el área de cualquier abertura que hubiera en la misma, en m².

At: el área de una rama de la armadura transversal de torsión cerrada en los elementos macizos, o área total de armadura transversal de torsión en el alma exterior de los elementos tipo célula, en m².

θ: el ángulo de fisuración determinado de acuerdo con los requisitos del artículo 5.8.3.4 con las modificaciones para las expresiones de **v** y **Vu** aquí especificadas, en grados (°).

Cabe destacar, que, para el caso de estudio definido, no se requerirá el análisis de la resistencia a torsión.

5.3.4.2 Verificación del corte

Para la verificación al corte, se debe cumplir la ecuación $V_r = \phi V_n > V_u$. El corte aplicado mayorado, V_u , en las regiones próximas a los apoyos se puede calcular a una distancia $H/2$ del apoyo cuando la reacción del apoyo, en la dirección del corte aplicado, introduce compresión en la región de apoyo del elemento y no hay ninguna carga concentrada a una distancia menor o igual que H de la cara del apoyo. Por otro lado, para la determinación de la resistencia nominal al corte V_n , se deben calcular las variables que la componen:

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

[20]

V_c : resistencia nominal al corte proporcionada por las tensiones de tracción en el hormigón, en kN.

V_s : resistencia al corte proporcionada por la armadura de corte, en kN.

V_p : la componente de la fuerza de pretensado efectiva en la dirección del corte aplicado; positiva si se opone al corte aplicado.

Como se está analizando el caso de una viga cajón de hormigón postesada simplemente apoyada, se puede aplicar la siguiente metodología de cálculo para la resistencia nominal corte:

- Se puede considerar V_p como cero y V_c se determina como el menor valor entre V_{ci} y V_{cw} :

V_{ci} : la resistencia nominal al corte que provee el hormigón cuando se produce fisuración inclinada debido a la combinación de corte y momento, en kN.

V_{cw}: la resistencia nominal al corte que provee el hormigón cuando se produce fisuración inclinada debido a la presencia de tensiones principales excesivas en el alma, en kN.

- **V_{ci}** se determina como:

$$[21] \quad V_{ci} = 53 \sqrt{f'_c} b_v d_v + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{máx}} \geq 163 \sqrt{f'_c} b_v d_v$$

V_d: la fuerza de corte en la sección debido a la carga permanente no mayorada, incluye tanto **DC** como **DW**, en kN.

V_i: la fuerza de corte mayorada en la sección debido a las cargas aplicadas externamente que ocurren simultáneamente con **M_{máx}**, en kN.

M_{cre}: el momento que provoca fisuración por flexión en la sección debido a las cargas aplicadas externamente, en kNm.

M_{máx}: el momento máximo mayorado en la sección debido a las cargas aplicadas externamente, en kNm.

$$[22] \quad M_{cre} = S_c \left[1000 (f_r + f_{cpe}) - \frac{M_{dnc}}{S_{nc}} \right]$$

f_{cpe}: la tensión de compresión en el hormigón debida exclusivamente a las fuerzas de pretensado efectivas (una vez que han ocurrido todas las pérdidas) en la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción, en MPa.

M_{dnc}: el momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta, en kNm.

S_c: el módulo resistente para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción, en m³.

Snc : el módulo resistente para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción, en m³.

- **V_{cw}** se determina como:

$$[23] \quad V_{cw} = (158 \sqrt{f'_c} + 300 f_{pc}) b_v d_v + V_p$$

f_{pc}: la tensión de compresión en el hormigón (una vez que han ocurrido todas las pérdidas), ya sea en el baricentro de la sección transversal que resiste las cargas aplicadas externamente o en la unión del alma y el ala si el baricentro se encuentra en el ala, en MPa.

- **V_s** se determina como:

$$[24] \quad V_s = \frac{1000 A_v f_y d_v}{s}$$

A_v : el área de armadura de corte en una distancia **s** , en m².

d_v : igual a **0,8 h** o la distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de pretensado, cualquiera sea el valor que resulte mayor, en m.

s : la separación de los estribos, en m.

5.3.5 Pretensado

A raíz de que el método constructivo utilizado para la materialización de la viga cajón multicelular será el hormigón pretensado postesado, es necesario tener conocimiento acerca de los materiales y resistencias empleadas en esta metodología, así como las tensiones admisibles del hormigón que verifican indirectamente los estados de servicio y las pérdidas generadas en el esfuerzo de pretensado, las cuales deben ser consideradas para su cálculo.

5.3.5.1 Materiales

▪ Hormigón

El reglamento incita a la utilización del Cirsoc 201 para determinación de la resistencia mínima del hormigón a utilizar según el método constructivo y la clase a la que estará expuesto el elemento estructural.

Tabla V.12. Hormigón según el tipo de exposición.

Requisitos	Tipos de exposición de las estructuras, de acuerdo con la clasificación de las Tablas 2.1. y 2.2. y sus complementarias 2.3. y 2.4.									
	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	---	---	----	0,4 5	0,4 5	0,45	0,4 0	0,5 0	0,45	0,40
Hormigón armado	0, 60	0, 50	0,5 0	0,4 5	0,4 0	0,45	0,4 0	0,5 0	0,45	0,40
Hormigón pretensado	0, 60	0, 50	0,5 0	0,4 5	0,4 0	0,45	0,4 0	0,5 0	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
Nota: Fuente Cirsoc 201										

▪ **Acero**

En cuanto al acero de pretensado a utilizar, el reglamento define los valores de tensión límite de acuerdo al tipo de acero.

Tabla V.13. Límites de tensión para los cables de pretensado.

Condición	Tipo de Cable		
	Cordones aliviados de tensiones y barras lisas de alta resistencia	Cordones de baja relajación	Barras de alta resistencia conformadas
Pretesado			
Inmediatamente antes de la transferencia (f_{pt})	$0,70 f_{pu}$	$0,75 f_{pu}$	—
En estado límite de servicio después de todas las pérdidas (f_{pe})	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$
Postesado			
Antes del acuanamiento, se puede permitir f_{pt} a corto plazo	$0,90 f_{py}$	$0,90 f_{py}$	$0,90 f_{py}$
En anclajes y acoplamiento inmediatamente después del acuanamiento de los anclajes	$0,70 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$
En otras secciones del elemento alejadas de los anclajes y acoplamiento inmediatamente después del acuanamiento de los anclajes	$0,70 f_{pu}$	$0,74 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$
En estado límite de servicio después de las pérdidas (f_{pe})	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$

Nota: Fuente Cirsoc 802

5.3.5.2 Tensiones límites en el Hormigón – ELS

Las tensiones admisibles en el hormigón varia debido a los diferentes estados de cargas a los cuales estará solicitado el puente, ya sea por el método constructivo o por las diferentes pérdidas.

Las pérdidas pueden ser de carácter instantáneo o diferidas y esto repercute en la forma del análisis de las tensiones en el hormigón, por ende, se definen los límites de tensiones de compresión y tracción, para el hormigón antes de las pérdidas y luego de la totalidad de las perdidas.

A. Tensiones admisibles antes de la totalidad de las perdidas

a) Compresión

El **límite para la tensión de compresión** en los elementos de hormigón tanto pretensados como postesados, incluyendo los puentes contruidos por dovelas, será de **$0,60 f'_{ci}$** , en MPa.

b) Tracción

Tabla V.14. Límites de tensión de tracción antes de las pérdidas.

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes contruidos por dovelas	• En la zona de tracción precomprimida sin armadura adherente	N/A
	• En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin armadura auxiliar adherente	$0,25 * \sqrt{f'_{ci}} \leq 1,38$ [MPa]
	• En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0,5 f_y$, no mayor que 207 MPa	$0,63 * \sqrt{f'_{ci}}$ [MPa]
	• Para tensiones de manipulación en pilotes pretensados	$0,415 * \sqrt{f'_{ci}}$ [MPa]

Nota: Fuente Cirsoc 802

B. Tensiones admisibles después de las pérdidas**a) Compresión****Tabla V.15. Límites de tensión de compresión- después de las pérdidas.**

Ubicación	Tensión Límite
• Excepto en puentes contruidos por dovelas, tensión debida a la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes	$0,45 f'_c$ [MPa]
• En puentes contruidos por dovelas, tensión debida a la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes.	$0,45 f'_c$ [MPa]
• Tensión debida a la sumatoria de las tensiones efectivas de pretensado, las cargas permanentes y las cargas transitorias, como así también durante las operaciones de transporte y manipulación	$0,60 \phi_w f'_c$ [MPa]

Nota: Fuente Cirsoc 802

b) Tracción**Tabla V.16. Límites de tensión de tracción- después de las pérdidas.**

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes contruidos por dovelas	Tracción en la zona de tracción precomprimida, suponiendo secciones no fisuradas	
	• Para elementos con cables de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas	$0,50 \sqrt{f'ci}$ ** [MPa]
	• Para elementos con cables de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión severas	$0,25 \sqrt{f'ci}$ [MPa]
	• Para elementos con cables de pretensado no adherentes	Tracción nula

Nota: **para pretensados de clase T se tendrá como tensión admisible $\sqrt{f'ci}$ Fuente Cirsoc

802

5.3.5.3 Pérdidas de pretensado

El pretensado consiste en aplicar un esfuerzo de compresión en la zona traccionada de la viga para lograr disminuir las deformaciones y tensiones cuando la misma esta puesta en servicio, para ello se debe tener cierta certeza de cuál es la carga que realmente está actuando en cada sección y se realizar un análisis de las pérdidas que se generan las cuales se pueden separar en dos categorías principales, perdidas instantáneas y diferidas.

En el presente apartado se citan las pérdidas necesarias a considerar para la construcción de vigas hormigonadas in situ postesadas.

El reglamento establece la ecuación de las pérdidas de elementos postesados (Fig.V.13)

$$[25] \quad \Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT}$$

Δf_{pT} la pérdida total, en MPa.

Δf_{pF} la pérdida por fricción, en MPa.

Δf_{pA} la pérdida por acunamiento de los anclajes, en MPa.

Δf_{pES} la sumatoria de todas las pérdidas o ganancias debidas al acortamiento o alargamiento en el momento de aplicar el pretensado y/o las cargas externas, en MPa.

Δf_{pLT} las pérdidas debidas a la contracción y fluencia lenta del hormigón y relajación del acero a largo plazo, en MPa.

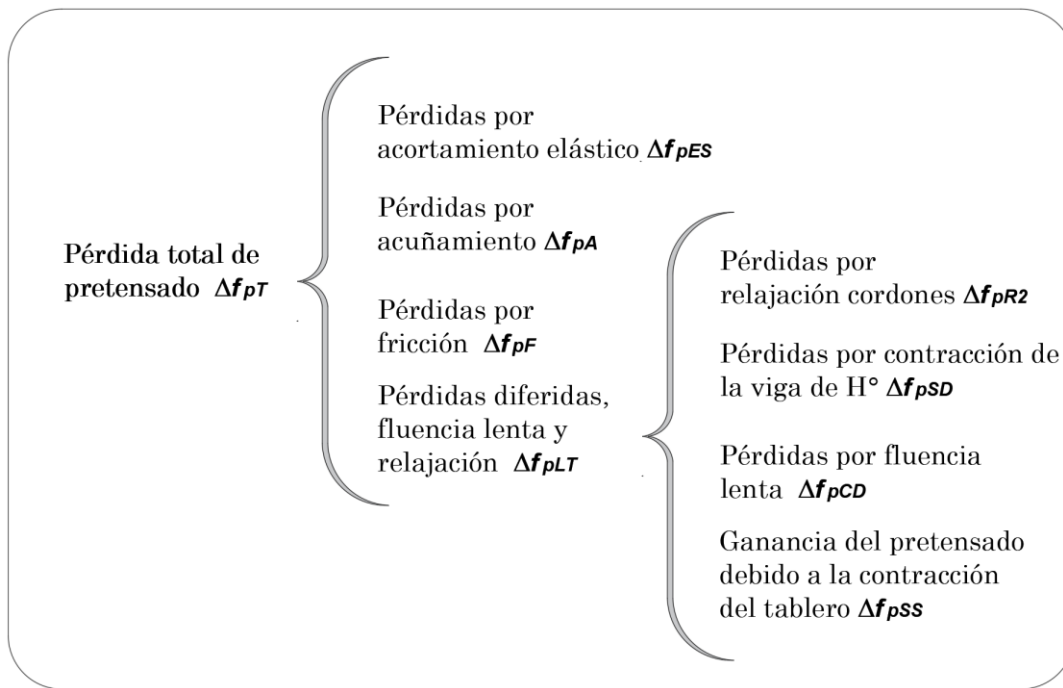


Figura V.14 Esquema de pérdidas de pretensado (Fuente: elaboración propia).

1. Pérdidas instantáneas

1. Pérdida Acuñaamiento de anclajes (Δf_{pA})

Cuando se estiran los cables de postesado para poder transmitir esas cargas al hormigón es necesario que se produzca un desplazamiento de las cuñas de anclaje para que trasmita las cargas.

A partir del desplazamiento de acuñaamiento se puede determinar la pérdida en el esfuerzo de pretensado que esta significa, estos valores son indicados por el fabricante.

Algunos autores señalan: “Para transferir el esfuerzo de los gatos a los anclajes, se disminuye el esfuerzo y los elementos tensores tienden a acortarse que es cuando los elementos de anclaje (cuñas) permiten un pequeño deslizamiento (acuñamiento), con una consecuente pérdida en el esfuerzo de tesado, que se disipa en las inmediaciones del anclaje debido a la fricción entre cables y vainas”.

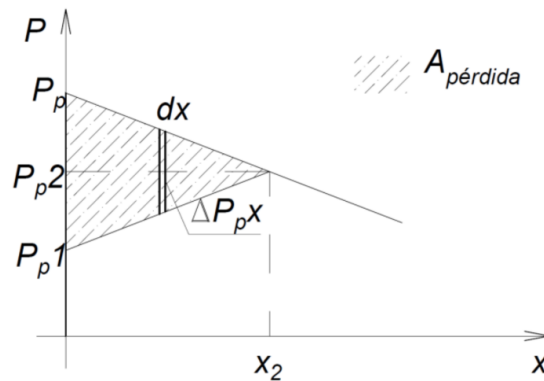


Figura V.15 Esquema de pérdida por acunamiento de anclaje (Fuente: Apunte “Hormigón Armado 2” UNNE).

2. Pérdida por fricción (Δf_{pF})

Cuando el cable postesado se introduce adentro de la vaina para su posterior tesado se producen esfuerzos de fricción contrarios a la aplicación. Además, teniendo en cuenta que la vaina que envuelve al tensor tiene desviaciones respecto de la traza teórica, se producirá una fricción adicional. El reglamento plantea el cálculo de esta pérdida de la siguiente forma:

$$[26] \quad \Delta f_{pF} = f_{pj} \left(1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)} \right)$$

f_{pj} : la tensión en el acero de pretensado en el momento del tesado, en MPa.

x : la longitud de un cable de pretensado desde el extremo del gato de tesado hasta cualquier punto considerado, en m.

K : el coeficiente de fricción por desviación de la vaina de pretensado (por m de cable).

μ : el coeficiente de fricción.

α : la sumatoria de los valores absolutos de la variación angular del trazado del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado, o entre el extremo del gato de tesado

más próximo si el tesado se realiza igualmente en ambos extremos, y el punto investigado, en radianes.

e : la base de los logaritmos neperianos.

3. Pérdida por acortamiento elástico (Δf_{pES})

Cuando los cables de acero se tesan dentro del hormigón, este se deforma elásticamente, representando una pérdida de la tensión del acero que finalmente estará solicitando a la estructura. Para elementos postesados, se lo puede determinar de la siguiente manera.

$$[27] \quad \Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp}$$

N : el número de cables de pretensados idénticos.

f_{cgp} : la sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de los cables de pretensado debidas a la fuerza de pretensado después del tesado y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento, en MPa.

2. Pérdidas diferidas (Δf_{pLT})

Para elementos postesados, las pérdidas diferidas están compuestas de la siguiente forma:

$$[28] \quad \Delta f_{pLT} = (\Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pRI} - \Delta f_{pSS})$$

Δf_{pRI} la pérdida de pretensado debido a la relajación de los cordones de pretensado en una sección compuesta producida entre el momento de la colocación del tablero y el tiempo final, en MPa.

Δf_{pSD} la pérdida de pretensado debido a la contracción de la viga de hormigón producida entre el momento de la colocación del tablero y el tiempo final, en MPa.

Δf_{pCD} la pérdida de pretensado debido a la fluencia lenta de la viga de hormigón

producida entre el momento de la colocación del tablero y el tiempo final, en MPa.

Δf_{ps} la ganancia del pretensado debido a la contracción del tablero en una sección compuesta, en MPa.

1. Pérdida por relajación de los cordones de pretensado (Δf_{pR1})

El reglamento establece la ecuación:

$$[28] \quad \Delta f_{pR1} = \frac{f_{pt}}{K_L} \left(\frac{f_{pt}}{f_{py}} - 0,55 \right)$$

f_{pt} la tensión en los cordones de pretensado inmediatamente después de la transferencia.

K_L igual a **30** para cordones de baja relajación e igual a **7** para los demás aceros de pretensado, a menos que estén disponibles datos más precisos del fabricante.

2. Pérdida por contracción del hormigón (Δf_{pSD})

El reglamento establece la ecuación:

$$[29] \quad \Delta f_{pSD} = \varepsilon_{bdf} E_p K_{df}$$

$$K_{df} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}} \frac{A_{ps}}{A_c} \left(1 + \frac{A_c e_{pc}^2}{I_c} \right) [1 + 0,7 \psi_b(t_f, t_i)]}$$

ε_{bdf} la deformación por contracción del hormigón de la viga, entre el momento de la colocación del tablero y el tiempo final.

K_{df} el coeficiente de la sección transformada que considera la interacción dependiente del tiempo entre el hormigón y la armadura adherente en la sección analizada para el período de tiempo entre la colocación del tablero y el tiempo final.

e_{pc} la excentricidad de la fuerza de pretensado con respecto al baricentro de la sección compuesta, en m; en construcciones corrientes será positivo si está por debajo del baricentro de la sección.

A_c el área de la sección analizada utilizando las propiedades de la sección de hormigón compuesta bruta de la viga y el tablero, y la relación de módulos entre el tablero y la viga, en m².

I_c el momento de inercia de la sección analizada utilizando las propiedades de la sección de hormigón compuesta bruta de la viga y el tablero, y la relación de módulos en servicio entre el tablero y la viga, en m⁴.

3.Pérdida por fluencia lenta en el hormigón (Δf_{pCD})

El reglamento establece la ecuación:

$$[30] \quad \Delta f_{pCD} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} [\psi_b(t_f, t_i) - \psi_b(t_d, t_i)] K_{df} + \frac{E_p}{E_c} \Delta f_{cd} \psi_b(t_f, t_d) K_{df}$$

Δf_{cd} la variación de la tensión del hormigón en el baricentro de los cordones de pretensado debido a las pérdidas a largo plazo entre el momento de transferencia y la colocación del tablero, combinado con el peso del tablero y las cargas superpuestas, en MPa.

$\psi_b(t_f, t_d)$ el coeficiente de fluencia lenta de la viga, correspondiente al tiempo final debido a la introducción de carga en el momento de la colocación del tablero.

4.Ganancia por contracción del tablero (Δf_{pSS})

El reglamento establece la ecuación:

$$[31] \quad \Delta f_{pSS} = \frac{E_p}{E_c} \Delta f_{cdf} K_{df} [1 + 0,7 \psi_b(t_f, t_d)]$$

Δf_{cdf} la variación de la tensión del hormigón en el baricentro de los cordones de pretensado debido a la contracción del hormigón del tablero, en MPa.

ϵ_{dd} la deformación por contracción del hormigón del tablero, entre el momento de la colocación del mismo y el tiempo final.

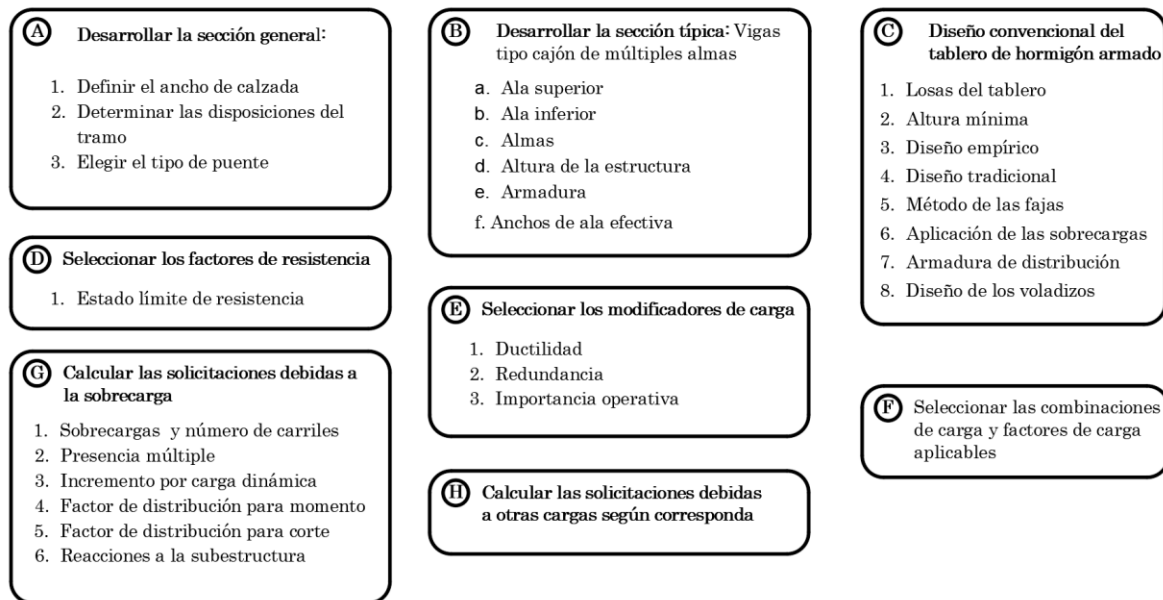
A_d el área de hormigón del tablero, en m^2 .

E_{cd} el módulo de elasticidad del hormigón del tablero, en MPa.

e_d la excentricidad del tablero con respecto a la sección compuesta bruta, positiva en construcciones regulares donde el tablero está por encima de la viga, en m.

5.3.6 Esquema de las etapas de diseño de la superestructura de un puente

El reglamento Cirsoc menciona los pasos a seguir para el diseño de la superestructura de un puente. Fig. V.15.



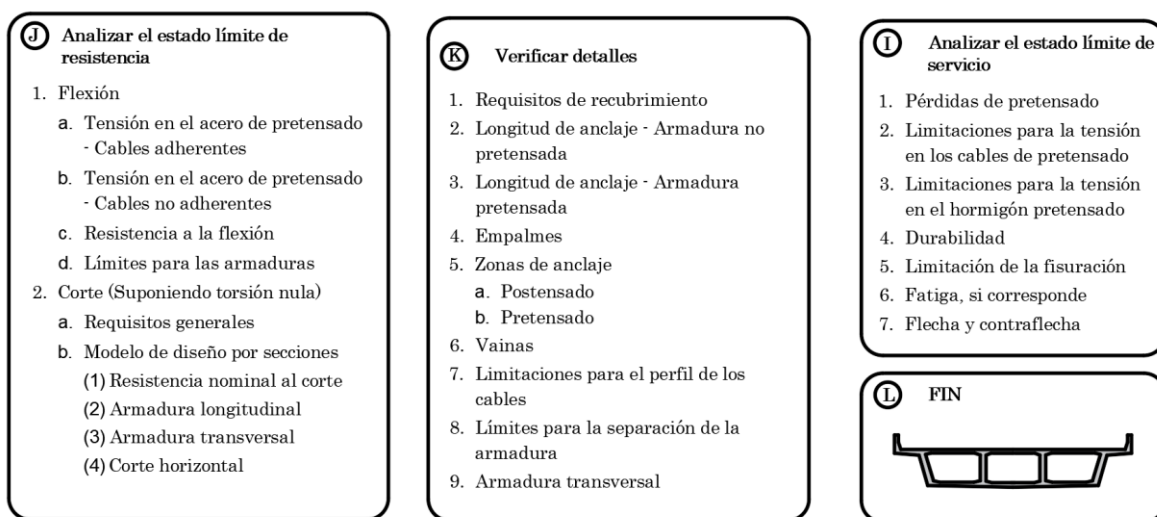


Figura V.16 Esquema etapas de diseño de la superestructura de un puente (Fuente: Elaboración propia, adaptación Cirsoc 802).

5.4 Cálculo y verificación de viga cajón predimensionada del caso de estudio

En este capítulo se lleva a cabo el análisis de cargas, solicitaciones y el cálculo de las verificaciones mecánicas del caso de estudio planteado, utilizando el reglamento CIRSOC 801 y 802. La forma de cálculo implementada será utilizada posteriormente en el desarrollo del algoritmo genético.

5.4.1 Presentación del caso de estudio

Se plantea un puente con una luz de cálculo de 30 metros, y una vinculación simplemente apoyada. El puente será dimensionado a partir de sus cargas permanentes y sobrecargas vehicular proveniente de dos carriles, con un ancho total de 13 metros. Sus dimensiones ya fueron predimensionadas en apartados anteriores.

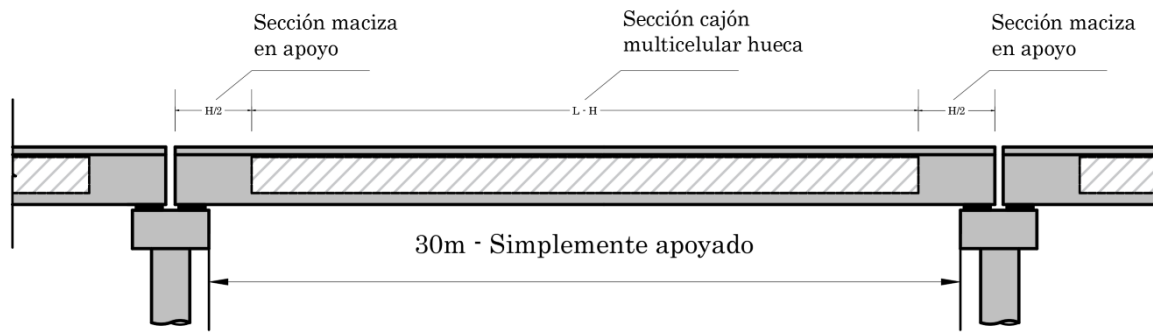


Figura V.17 Vista longitudinal del puente del cado de estudio (Fuente: Elaboración propia).

Sección en $L/2$

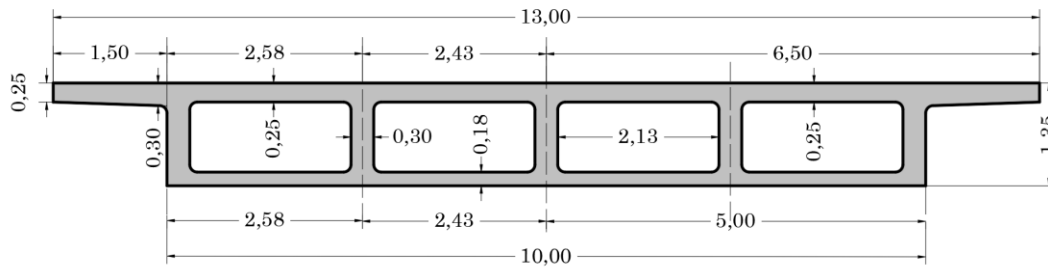


Figura V.18 Sección transversal del puente sección cajón multicelular (Fuente: Elaboración propia).

Sección del apoyo:

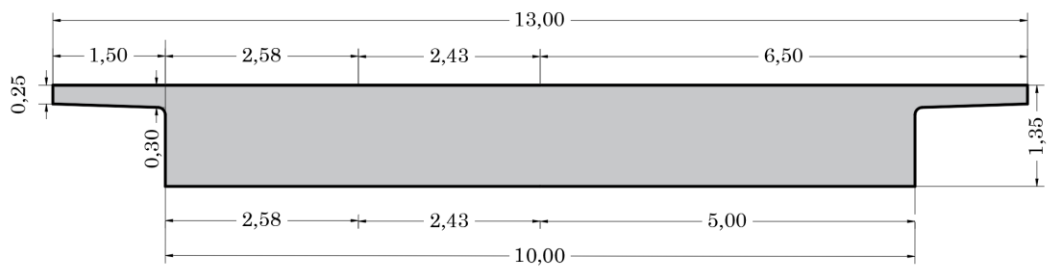


Figura V.19 Sección transversal del puente sección maciza en apoyo (Fuente: Elaboración propia).

5.4.2 Características geométricas y resistentes de la sección

Debido a las altas compresiones y tracciones radiales, es necesario colocar una sección maciza en los apoyos. Por ello, se calculan las características geométricas de las dos secciones, pero las verificaciones se hacen sobre la sección multicelular.

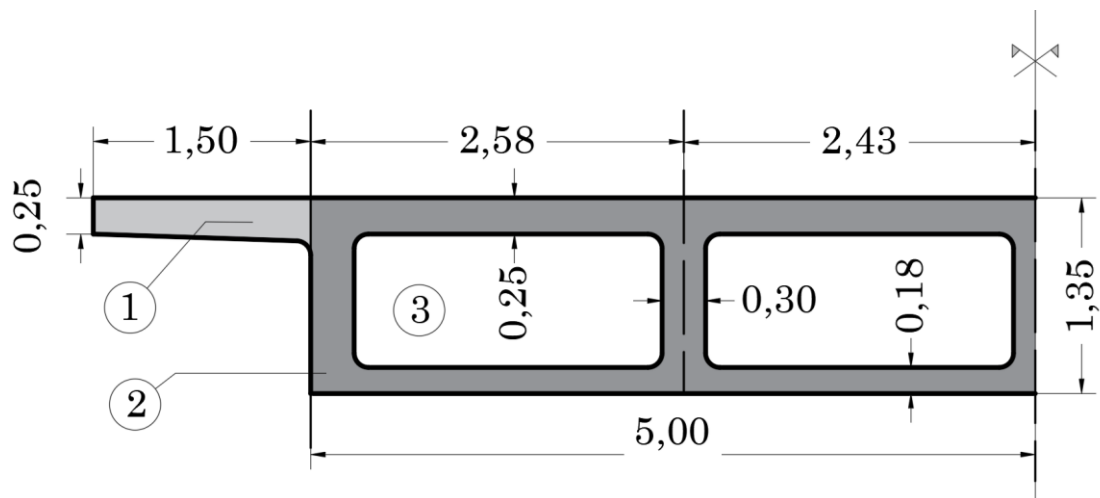
Tabla V.17. Variables del caso de estudio.

Variable	Símbolo	Valor	unidad
Luz total del puente	L	30,00	m
AnchoT	AnchT	13,00	m
Altura H	H	1,35	m
Sección crítica	H/2	0,68	m
L hueco	L_hueco	29,33	m
L maciza	L_macizo	1,35	m
Espesor losa superior	Es	0,25	m
espesor losa inferior	Ei	0,18	m
Espesor alma	Ew	0,30	m
Longitud Voladizo	Lv	1,50	m
Altura hueca	Hhueco	0,92	m
Ancho hueco	Ahueco	2,13	m

5.4.2.1 Sección cajón multicelular

Trabajamos con media sección y luego duplicamos los valores por ser una sección simétrica.

Se divide la sección en 3 zonas.


Figura V.20 Sección multicelular dividida en zonas (Fuente: Elaboración propia).

Zona	A _i [m ²]	y _i [m]	I _{xi} [m ⁴]	A × y _i [m ³]	A × y _i ² [m ⁴]
1	0,375	0,125	0,00195	0,04688	0,00586
2	6,750	0,675	1,02516	4,55625	3,07547
3	1,955	0,710	0,13789	1,38805	0,98552
Suma 1,2	7,125		1,02711	4,60313	3,08133

A_i : área de cada zona

y_i : distancia baricéntrica de cada zona a la fibra superior

y_{ij} : distancia baricéntrica del punto i de la sección j

I_{xi} : momento de inercia de cada zona

Área 1 total:

$$A_{total1} = 2 * (\sum_i^2 A_i - A_3) = 2 * (7,125 - 1,955) = 6,43 \text{ m}^2$$

Distancias Baricéntricas:

Distancia fibra superior:

$$y_{11} = \frac{2 * (\sum_1^2 A_i * y_i - 2 * A_3 * y_3)}{A_{total1}} = \frac{2 * (4,6 - 2 * 1,38)}{6,43 \text{ m}^2} = 0,57 \text{ m}$$

Distancia a fibra inferior:

$$y_{12} = H - y_{11} = 1,35 \text{ m} - 0,57 \text{ m} = 0,78 \text{ m}$$

Momento de inercia

$$I_{xx1} = 2 * (\sum_1^2 (I_{xi} + A_i * y_i^2)) - [(4 * (I_{x3} + A_3 * y_3^2)) + A_{total1} * y_{11}^2] =$$

$$I_{xx1} = 2 * (1,027 + 3,08) - [(4 * (0,137 + 1,38)) + 6,43 \text{ m}^2 * 0,57^2] = 1,647 \text{ m}^4$$

Módulos resistentes:

Modulo resistente superior:

$$W_{x11} = \frac{I_{xx1}}{y_{11}} = \frac{1,647 \text{ m}^4}{0,57 \text{ m}} = 2,90 \text{ m}^3$$

Modulo resistente inferior:

$$W_{x21} = \frac{I_{xx1}}{y_{21}} = \frac{1,647 \text{ m}^4}{0,78 \text{ m}} = 2,11 \text{ m}^3$$

5.4.2.2 Sección maciza en el apoyo

En el apoyo se coloca una sección maciza de hormigón para colocar los elementos del pretensado, como anclajes, y para contrarrestar las tracciones radiales. Aun así, no se utilizará esta sección para la verificación al corte, ya que en la distancia H/2 la viga ya se convierte en multicelular y en esta sección tendrá menor resistencia al corte. Mas allá de esto, es necesario el cálculo de sus valores geométricos para determinar el peso propio de este tramo macizo y su baricentro.

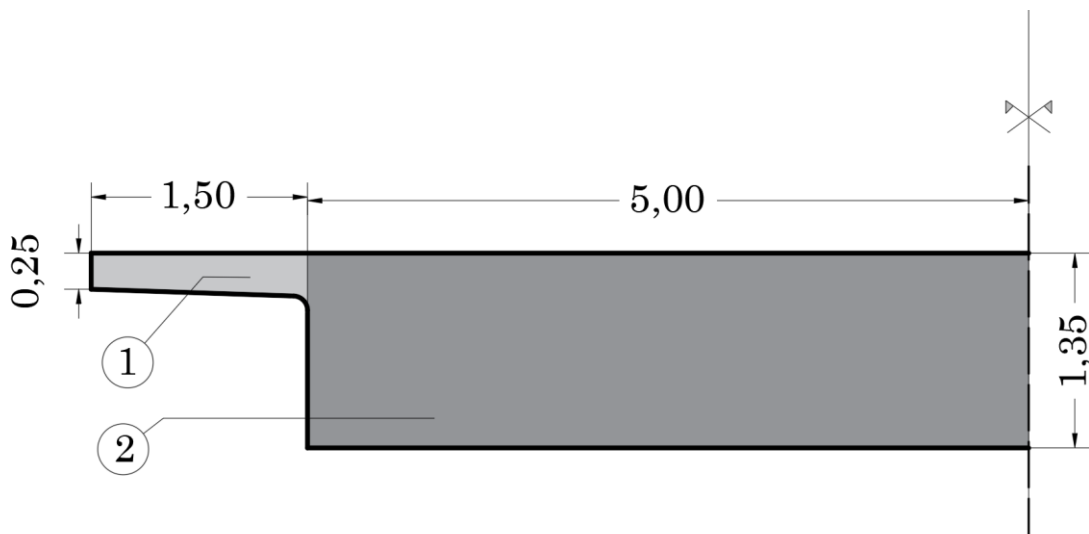


Figura V.21 Sección maciza dividida en zonas (Fuente: Elaboración propia).

Zona	Ai [m ²]	yi [m]	Ixi [m ⁴]	A × yi [m ³]	A × y i ² [m ⁴]
1	0,375	0,125	0,00195	0,04688	0,00586
2	6,750	0,675	1,02516	4,55625	3,07547
Suma 1,2	7,125		1,02711	4,60313	3,08133

Área 2 total:

$$A_{total2} = 2 * (\sum_i^2 A_i) = 2 * (7,125) = 14,25 \text{ m}^2$$

Distancias Baricéntricas:

Distancia fibra superior:

$$y_{12} = \frac{2 * (\sum_i^2 A_i * y_i)}{A_{total2}} = \frac{2 * (4,60)}{14,25 \text{ m}^2} = 0,65 \text{ m}$$

Distancia a fibra inferior:

$$y_{22} = H - y_{12} = 1,35 \text{ m} - 0,65 \text{ m} = 0,70 \text{ m}$$

Momento de inercia

$$I_{xx2} = 2 * (\sum_i^2 (I_{xi} + A_i * y_i^2)) - [A_{total2} * y_{12}^2] =$$

$$I_{xx2} = 2 * (1,027 + 3,08) - [14,25 \text{ m}^2 * 0,65^2] = 2,27 \text{ m}^4$$

Módulos resistentes:

Modulo resistente superior:

$$W_{x12} = \frac{I_{xx1}}{y_{12}} = \frac{2,27 \text{ m}^4}{0,65 \text{ m}} = 3,51 \text{ m}^3$$

Modulo resistente inferior:

$$W_{x22} = \frac{I_{xx1}}{y_{22}} = \frac{2,27 \text{ m}^4}{0,70 \text{ m}} = 3,22 \text{ m}^3$$

5.4.3 Análisis de cargas

Cargas permanentes

Las cargas permanentes consistirán principalmente en el peso propio de la viga cajón multicelular, la capa asfáltica de rodamiento y los elementos auxiliares como veredas y barandas.

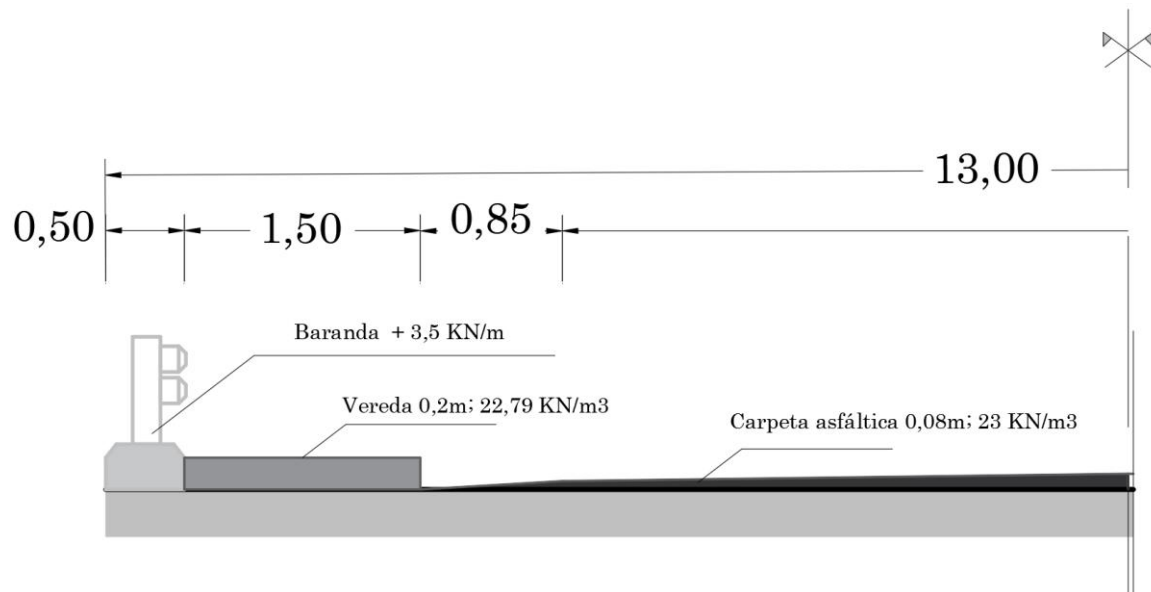


Figura V.22 Componentes de cargas permanentes (Fuente: Elaboración propia).

$$P_{\gamma H^{\circ}} = 22,79 \text{ KN/m}^3 \quad (\text{Peso específico hormigón H35})$$

$$P_{\gamma \text{CarpAsf}} = 23 \text{ KN/m}^3 \quad (\text{Peso específico carpeta asfáltica})$$

$$PD_{\text{veredaH}^{\circ}} = 22,79 \text{ KN/m}^3 * (0,2 \text{ m} * 1,5 \text{ m}) * 2 \text{ carriles} = 13,67 \text{ KN/m}$$

$$PD_{\text{Baranda}} = 3,5 \text{ KN/m} * 2 \text{ carriles} = 7 \text{ KN/m}$$

$$PD_{\text{carp Asf}} = 23 \text{ KN/m}^3 * (0,08 \text{ m} * 7,3 \text{ m}) = 13,43 \text{ KN/m}$$

Super estructura:

$$P_{p D \text{ Seccion cajon}} = 22,79 \text{ KN/m}^3 * (6,43 \text{ m}^2) = 146,54 \text{ KN/m}$$

$$P_{p D \text{ Seccion maciza}} = 22,79 \text{ KN/m}^3 * (14,25 \text{ m}^2) = 324,76 \text{ KN/m}$$

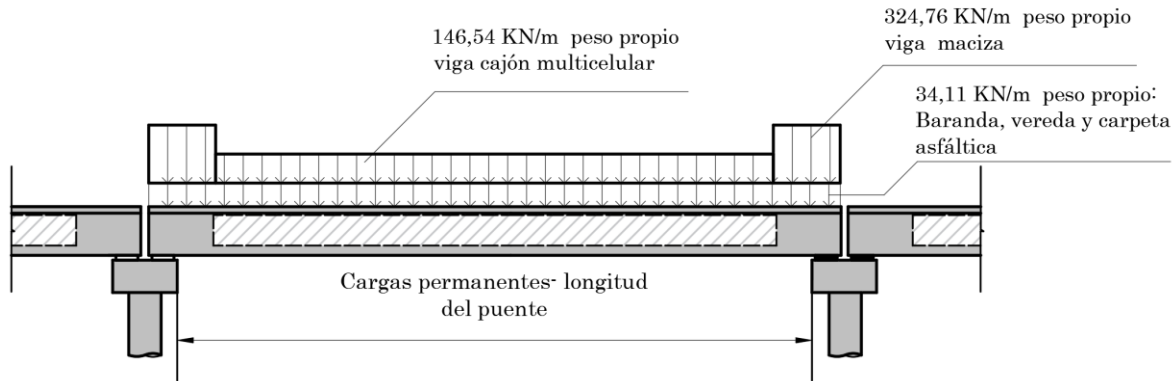


Figura V.23 Longitud de la viga cargada con las cargas permanentes (Fuente: Elaboración propia).

Promedio de cargas totales:

$$PD_{auxiliar} = PD_{veredaH^o} + PD_{Baranda} + PD_{carpAsf} = 34,11 \text{ KN/m}$$

$$PD_{SeccProm} = \frac{Pp D Seccion cajon * (L - H) + Pp D Seccion maciza * H}{L}$$

$$PD_{SeccProm} = \frac{146,54 \text{ KN/m} * (30 - 1,35) + 324,76 \text{ Kn/m} * 1,35 \text{ m}}{30 \text{ m}} = 157,86 \text{ KN/m}$$

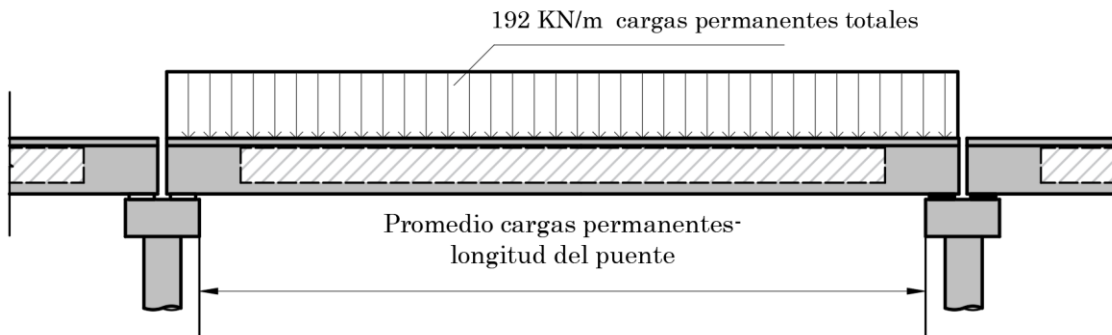


Figura V.24 Longitud de la viga cargada con el promedio de cargas permanentes (Fuente: Elaboración propia).

$$PD_{distribuida total} = PD_{auxiliar} + PD_{SeccProm} = (34,11 + 157,86) \text{ KN/m} = 192 \text{ KN/m}$$

Sobrecargas

Para las sobrecargas se considerará principalmente la sobrecarga vehicular, con un factor de carga de presencia múltiple igual a 1,00 al tener solamente 2 carriles. Dicha carga vehicular surge de la combinación del camión o tándem de diseño (con su coeficiente de impacto de 1,33), con la carga de carril de diseño considerada como 15 KN/m distribuida transversalmente en 3,00 m por carril. También, para la vereda, se considera una carga peatonal de 3,6KN/m².

Cabe destacar el tipo de cargas que se tiene en cada combinación, mientras las cargas peatonales o carga de carril de diseño son cargas distribuidas, las cargas del camión y tándem de diseño son cargas puntuales. Las mismas no dependen de la sección cajón predimensionada, sino de las condiciones de borde del diseño vial del puente.

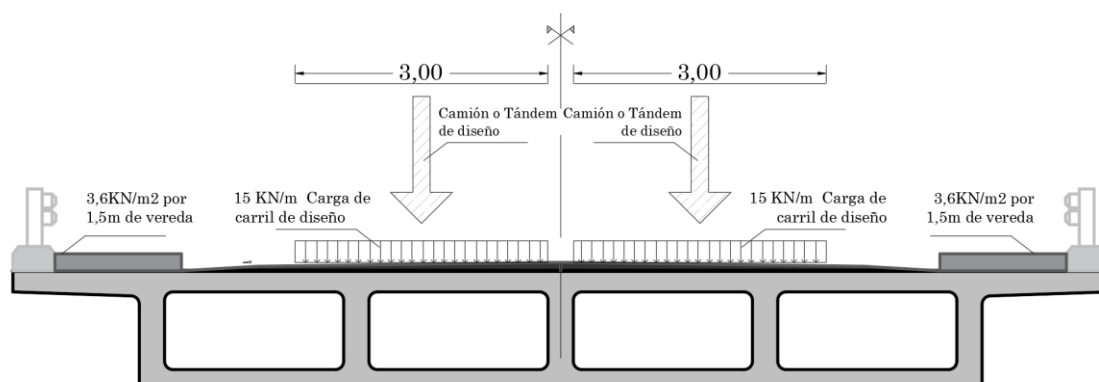


Figura V.25 Sección de viga cargada con sobrecargas (Fuente: Elaboración propia).

Las sobrecargas distribuidas y vehiculares con sus coeficientes de impacto se visualizan en la siguiente tabla:

Tabla V.18. Resumen sobrecargas.

Sobrecarga distribuida	Ancho m o nro carriles	Carga Kn/m ² o Kn/m	Carga distribuida KN/m
Carga peatonal	3	3,60	10,80
Carga carril de diseño	2	15,00	30,00
90% Carga de carril de diseño	2	13,50	27,00

Cargas distribuidas totales	-	40,80
Cargas distribuidas p/ Estado 3	-	37,80

Tabla V.19. Resumen sobrecarga vehicular.

Cargas puntuales	Cantidad de carriles	Carga eje 1 KN	Carga eje 1 + IM KN (2 carriles)	Carga eje 2 KN	Carga eje 2+ IM (KN) (2 carriles)	Carga eje 3 KN	Carga eje 3+ IM (KN) (2 carriles)
Camión de diseño	2	56,00	148,96	232,00	617,12	232,00	617,12
90% Camión de diseño	2	50,40	134,06	208,80	555,41	208,80	555,41
Tándem de diseño	2	176,00	468,16	176,00	468,16	-	-

Nota: IM= 1,33

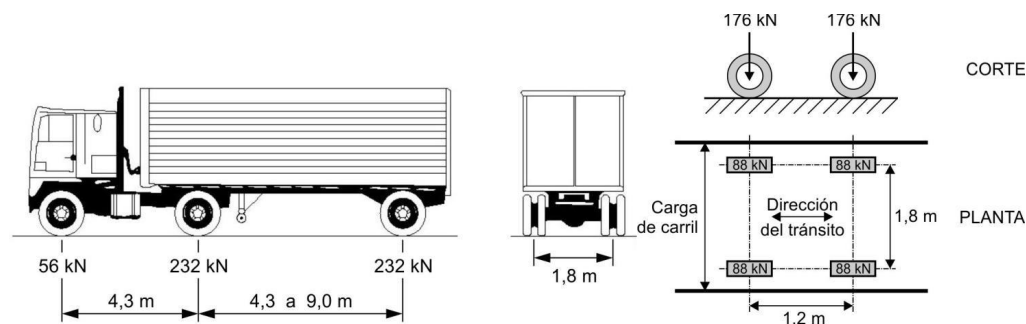


Figura V.26 Esquemas de las sobrecargas (Fuente: Elaboración propia).

Es decir, las cargas vehiculares estan afectadas por el coeficiente de impacto de 1,33 y a su vez, en la consideracion integral de las solicitaciones sera considerados dos camiones o tandems pasando al mismo tiempo por su carril.

5.4.4 Solicitaciones

Al tener una viga simplemente apoyada, las solicitaciones serán calculadas en el centro de la luz de la viga, para tener el mayor momento flector, y a una distancia $H/2$ del apoyo para la verificación al corte.

La torsión no será considerada en este caso de estudio debido su ancho convencional de 2 carriles, su luz razonable de 30 metros y su trazado horizontal completamente recto. Lo que permite despreciar el análisis a torsión.

A. Estado límite de servicio

Se calcularán las solicitaciones sin considerar factores de carga, por ser estado límite de servicio. Es decir, se está considerando el estado de Servicio I.

Solicitaciones debido a las cargas permanentes

Las cargas permanentes fueron agrupadas en una sola carga distribuida promedio y se calcularon los valores de momento flector a mitad de la luz y corte a una distancia igual a $H/2$.

$$q \text{ D distribuida total} = 193 \text{ KN/m}$$

Viga simplemente apoyada

$$MD \text{ L/2} = qD * \frac{(L)^2}{8} = 193 \text{ KN/m} * \frac{(30m)^2}{8} = 21595 \text{ KNm}$$

$$V \text{ Apoyo} = qD * \frac{L}{2} = 193 \text{ KN/m} * \frac{30m}{2} = 2879 \text{ KN}$$

$$V \text{ H/2} = qD * \frac{L}{2} - qD * H/2 = 193 \text{ KN/m} * \frac{30m}{2} - 193 \text{ KN/m} * \frac{1,35m}{2} = 2750 \text{ KN}$$

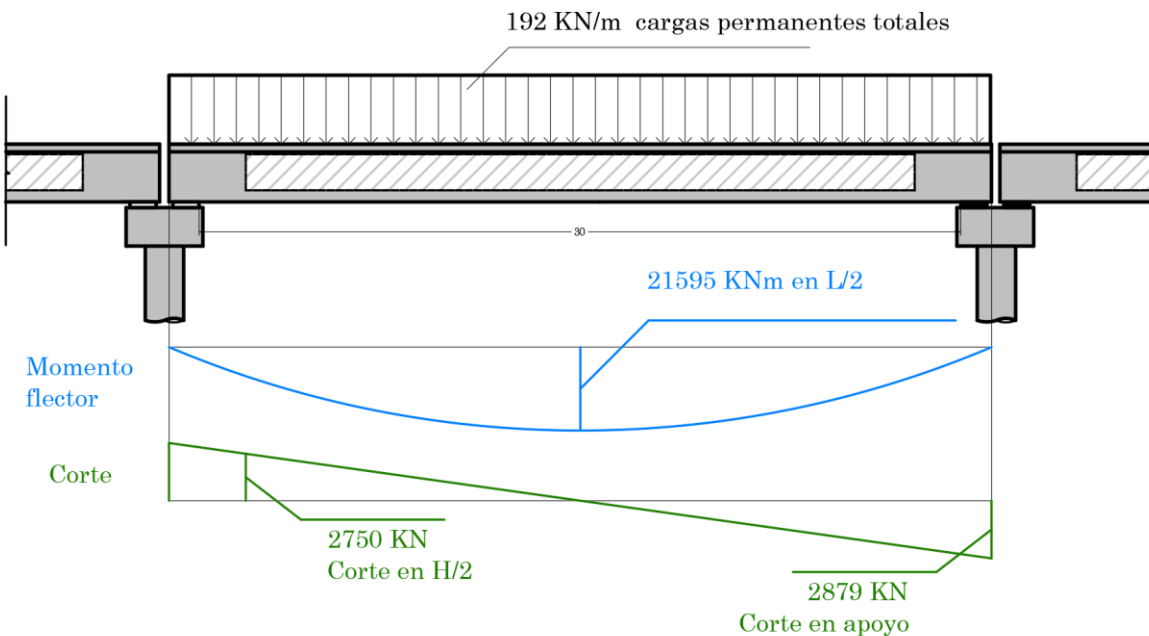


Figura V.27 Solicitaciones por cargas permanentes (Fuente: Elaboración propia).

Solicitaciones debido a las sobrecargas

Las solicitaciones de las sobrecargas requieren un análisis más detallado, ya que se está trabajando con cargas móviles, las cuales deben ser colocadas en la ubicación más desfavorable. Para ello, el reglamento proporciona 3 combinaciones posibles.

Tabla V.20. Combinación de sobrecarga.

Estado 1	Camión de diseño con su coeficiente de impacto + carga de carril de diseño
Estado 2	Tándem de diseño con su coeficiente de impacto + carga de carril de diseño
Estado 3	90% de 2 camiones de diseño separados por 15 metros + 90% carril de diseño

En todos los estados, la carga de carril de diseño y la carga peatonal en la vereda se aplican de la misma forma, la única diferencia está en el estado 3 en donde la carga de carril de diseño se considera un 90%. Dichas cargas no se ven afectadas por el coeficiente de impacto. Por otro lado, las cargas móviles se considerarán en el medio de la luz para generar la mayor flexión y siempre estarán afectadas por el coeficiente de impacto de 1,33.

Se utilizará un programa de cálculo de solicitaciones básico (Ftool) para calcular el momento máximo y el corte en la sección crítica a H/2. Los mismos valores pasaran a ser

una constante en el caso de estudio y en el desarrollo del AG ya que no varía en función de la sección cajón.

Estado 1: Camión de diseño y carga carril de diseño

En este caso se tiene una carga distribuida de 40,8KN/m y 3 cargas aplicadas, una de 149KN y 2 de 617KN debido a las ruedas de los dos camiones de diseño afectada por el coeficiente de impacto.

Tabla V.21. Solicitaciones debido al Estado 1.

Estado 1	Magnitud KN o KN/m	Distancia X (del apoyo)
Carga		
Distribuida	40,80	
Carga puntual 1	149	10,70
Carga puntual 2	617	15,00
Carga puntual 3	617	19,30
Solicitaciones		
Momento Estado 1	13312 KNm	
Corte Estado 1 en H/2	1209 KN	

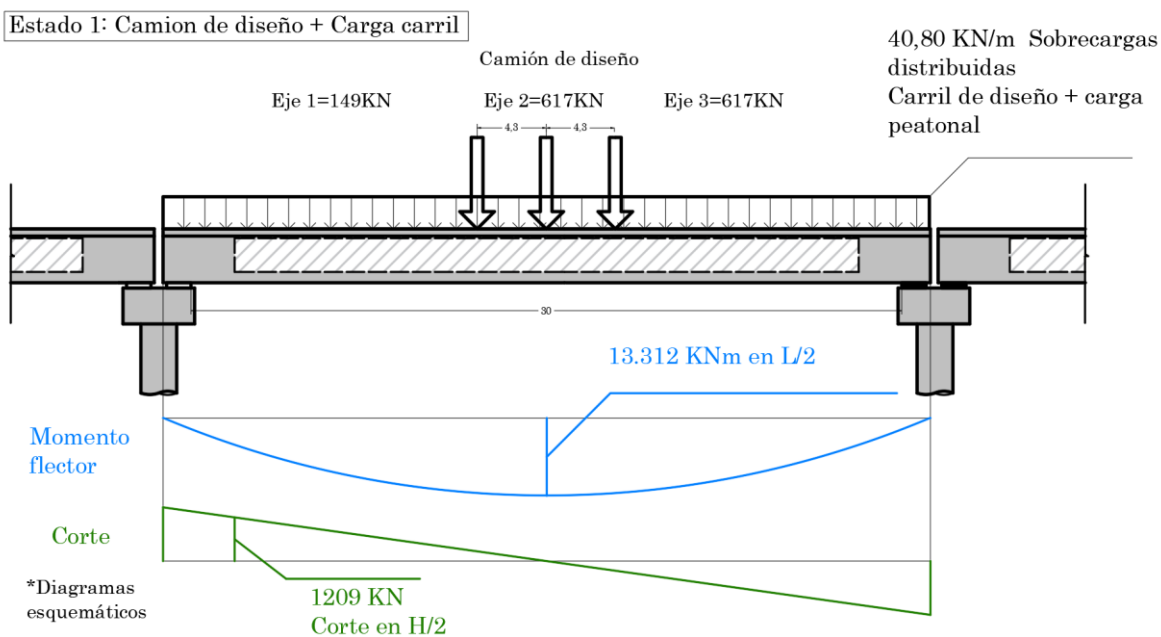


Figura V.28 Solicitaciones por sobrecargas, Estado 1 (Fuente: Elaboración propia).

Estado 2: Tándem de diseño y carga carril de diseño

En este caso también se tiene una carga distribuida de 40,8KN/m y 2 cargas aplicadas de 468 KN debido a las ruedas de los tándems de diseño afectadas por el coeficiente de impacto.

Tabla V.22. Solicitaciones debido al Estado 2.

Estado 2	Magnitud KN o KN/m	Distancia X (del apoyo)
Carga		
Distribuida	40,80	
Carga puntual 1	468	14,40
Carga puntual 2	468	15,60
Solicitaciones		
Momento Estado 2	11319 KNm	
Corte Estado 2 en H/2	1053 KN	

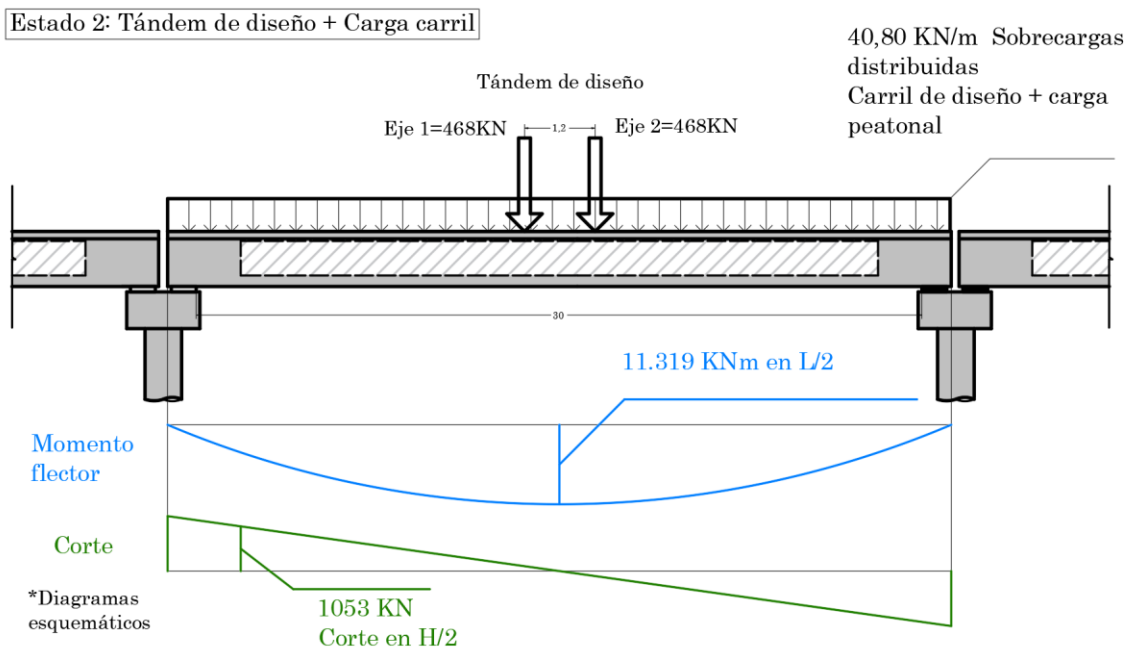


Figura V.29 Solicitaciones por sobrecargas, Estado 2. (Fuente: Elaboración propia).

Estado 3: 90% de 2 camiones de diseño y 90% carga carril de diseño

Para este estado, se trata de buscar la forma que dos camiones de diseño separados una distancia de 15m, entren dentro de la luz de la viga. Pero no genera solicitaciones de momento flector relevantes. Por otro lado, si genera esfuerzo de corte máximos sobre la sección crítica.

Tabla V.23. Solicitaciones debido al Estado 3.

Estado 3	Magnitud KN o KN/m	Distancia X (del apoyo)
Carga		
Distribuida	37,80	
Carga puntual 1	555	2,00
Carga puntual 2	555	6,30
Carga puntual 3	134	21,30
Carga puntual 4	555	25,60
Carga puntual 5	555	29,90
Solicitaciones		
Momento Estado 3	8431	KNm
Corte Estado 3 en H/2	1842	KN

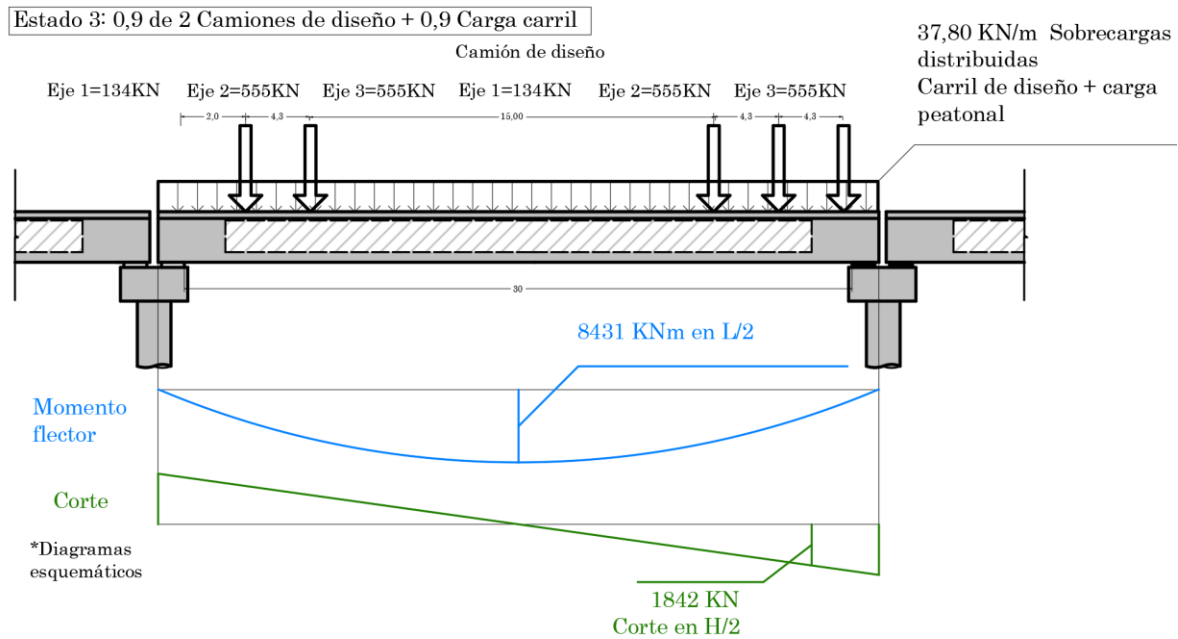


Figura V.30 Solicitaciones por sobrecargas, Estado 3 (Fuente: Elaboración propia).

Tabla V.24. Resumen solicitaciones ELS.

Resumen de solicitaciones de sobrecarga en ELS	
Momento máximo	13312 KNm
Corte H/2	1842 KN
Nota: Mf del E1 y Corte del E3	

Finalmente, se calculan las solicitaciones totales para el estado límite de servicio.

Resumen de solicitaciones en ELS	
Solicitaciones debido a CARGAS PERMANENTES	
Momento máximo	21595,80 KNm
Corte H/2	2749,86 KN
Solicitaciones debido a SOBRECARGAS	
Momento máximo	13312 KNm
Corte H/2	1842 KN
Solicitaciones ELS a TOTALES	
Momento máximo (M3)	34907,80 KNm
Corte H/2	4591,86 KN
Nota: Mf del E1 y Corte del E3	

B. Estado límite último

Se elige el estado de Resistencia I. Y al considerar DC, DW, LL, y PL como cargas, se utilizará factores de 1,25 para las cargas permanentes y 1,75 para las sobrecargas.

Por ende, se mayoran las solicitaciones de la siguiente forma:

Tabla V.25. Resumen solicitaciones ELU.

Solicitaciones	ELS		ELU	
CARGAS PERMANENTES				
Momento máximo	21595,80	KNm	26994,75	KNm
Corte H/2	2749,86	KN	3437,33	KN
SOBRECARGAS				
Momento máximo	13312	KNm	23296,00	KNm
Corte H/2	1842	KN	3223,50	KN
TOTALES				
Momento máximo	34907,80	KNm	50290,75	KNm
Corte H/2	4591,86	KN	6660,83	KN
Nota: considerando 1,25 para D y 1,75 para S				

5.4.5 Diseño del cable de tesado

En este apartado se calculará el esfuerzo de tesado requerido, se definirá la cantidad de 4 con el número de cordones por alma, y se determinará la ecuación del trazado del cable para futuro cálculo de las pérdidas.

A. Determinación del esfuerzo de tesado

Para este caso consideramos un pretensado clase T (transición) el cual permite trabajar con la sección completa de hormigón no fisurada. Para ello, el esfuerzo de pretensado efectivo (P_e), es decir, descontado todas las pérdidas, debe ayudar a disminuir la tensión de tracción en la parte inferior de la viga manteniendo así las tensiones en rangos admisibles. Para ello se trabaja con las cargas de servicio.

Se adopta un recubrimiento mínimo de 5cm. Considerando el diámetro del cable, se tiene una distancia del baricentro del cable postesado a la fibra inferior de 8 cm, así en L/2 se tiene una excentricidad “ e_1 ” de 0,7 metros.

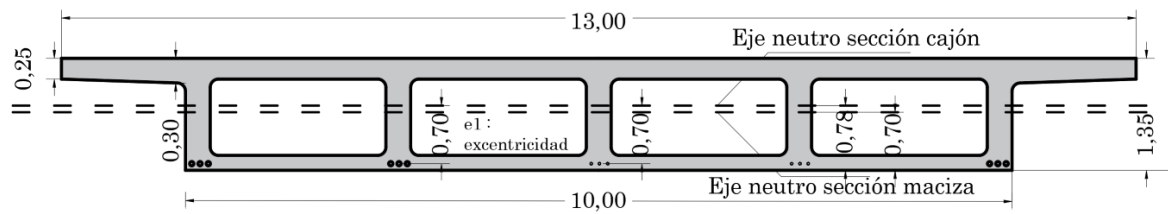


Figura V.31 Esquema sección transversal con excentricidades del cable de tesado (Fuente: Elaboración propia).

▪ **Tensiones de trabajo en el borde inferior en $L/2$:**

Debido a las cargas permanentes y sobrecarga en borde inferior:

$$f_{bi\ L/2} = \frac{M_3}{W_{21}} = \frac{34.908\ \text{KNm}}{2,11\ \text{m}^3} = 16.571\ \text{KN/m}^2 = 16,57\ \text{MPa}$$

▪ **Tensiones admisibles de tracción:**

Para el postesado de clase T y para la totalidad de las cargas si tiene una tensión admisible a tracción según la siguiente fórmula:

$$f_{badm\ tra} = \sqrt{f'c} = \sqrt{35\ \text{Mpa}} = 5,92\ \text{MPa}$$

▪ **Esfuerzo de tesado P_e :**

La diferencia de tensiones debe ser absorbida por el tesado, en forma aproximada el esfuerzo efectivo de tesado P_e , luego de descontadas las pérdidas:

$$e_1 = 0,7\text{m}$$

$$P_e\ \text{viga cajon} \geq \frac{f_{bi\ L/2} - f_{badm\ tra}}{\left(\frac{1}{A_{total1}} + \frac{e_1}{W_{21}}\right)} = \frac{16,57\ \text{MPa} - 5,92\ \text{Mpa}}{\left(\frac{1}{6,43\ \text{m}^2} + \frac{0,7\text{m}}{2,11\ \text{m}^3}\right)} = 21,81\ \text{MN}$$

Este esfuerzo efectivo de pretensado corresponde a la sección cajón completa. Pero, como cada alma será la encargada de contener cada conjunto de cordones de postesado se buscará la uniformidad en la cantidad de cables por alma.

P_e por alma

$$Pe\ alma \geq = \frac{Pe\ viga\ cajon}{Nro\ almas} = \frac{21,81MN}{5} = 4,36MN$$

Se adopta $Pe\ alma = 4,80MN$

Como se trata de la fuerza “efectiva” de pretensado, se adopta una estimación de las pérdidas de 17%.

$Pe\ alma + perd$:

$$Pi\ alma = Pe\ alma + perd = 4,36MN * 1,17 = 5,60\ MN$$

$$Pe\ viga + perd = 5,60\ MN * 5 = 28MN$$

B. Diseño del tensor

En este apartado se adopta los cordones que conformaran los cables de postesado.

▪ Tensiones límite del acero

$$fpy = 1.682\ MPa$$

$$fpu = 1.864\ Mpa$$

$$0,80 * fpy = 0,8 * 1.682\ MPa = 1345,6\ Mpa$$

$$0,72 * fpu = 0,72 * 1.864\ Mpa = 1379,36\ Mpa$$

▪ Adopción cordones

Adopción de cordones de 7 alambres de acero de $\frac{3}{4}$ de pulgada de baja relajación.

Norma IRAM-IAS U500-03

Designación del cordón ^(*)	Designación comercial	Diámetro nominal del cordón	Área nominal de la sección transversal del cordón ^(**)	Peso por unidad de longitud ^(***)	Carga al 1% del alargamiento total (mínima) ^(****)	Carga de rotura (mínima)	Alargamiento de rotura bajo carga sobre 600 mm (min.)
		mm	mm ²	kg/m	Q1 kN	Qt kN	At %
C1900	Grado 270	9,5	54,84	0,434	92	102	3,5
C1900	Grado 270	12,7	98,70	0,778	166	184	3,5
C1900	Grado 270	15,2	140,00	1,134	235	261	3,5

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

(**) Son valores teóricos dados a título indicativo.

(***) Los valores del peso por unidad de longitud están calculados considerando que la densidad del acero es 7,85 kg/dm³.

(****) La carga al 1% del alargamiento total se considera equivalente a la carga al 0,2% de deformación permanente.

El proceso de fabricación garantiza también el cumplimiento de la norma ASTM A 416.

Figura V.32 Acero utilizado (Fuente: Acindar).

$$f_p = 1345,6 \text{ Mpa}$$

$$A_{ps} = \text{Sección de un cordón} = 140 \text{ mm}^2 = 0,00014 \text{ m}^2$$

Se puede tener como máximo 10 cordones por cable, por ende, se adopta esta disposición ya que es más conveniente tener menos cables.

$$\text{Cord p/ Cable} = 10$$

Nro de cordones por alma:

Se lo hace de esta manera para que toda la sección tenga propiedades mecánicas uniforme en su sentido transversal.

$$Nro \text{ cordones} = \frac{P_i \text{ alma}}{f_p * A_{ps}} = \frac{5,60 \text{ MN}}{1345,6 \text{ Mpa} * 0,00014 \text{ m}^2} = 29,79 \text{ cordones}$$

$$Nro \text{ Cables} = \frac{nro \text{ cordones}}{\text{Cord p/ Cable}} = \frac{29,79}{10} = 2,98 \text{ cables por alma}$$

Se adopta: 3 cables de 10 cordones de 7 alambres, por cada alma de la viga cajón multicelular. En total la viga cajón tendrá 15 cables de tesado.

Sección en L/2

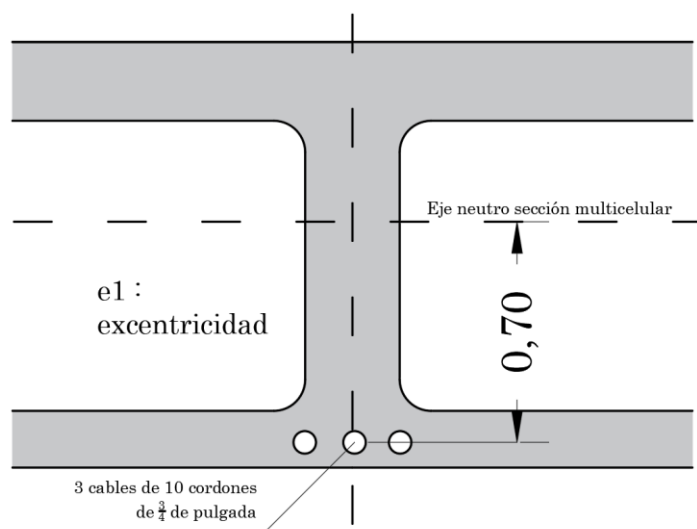


Figura V.33 Sección del alma de la viga multicelular con cable de tesado (Fuente: Elaboración propia).

Sección en el apoyo

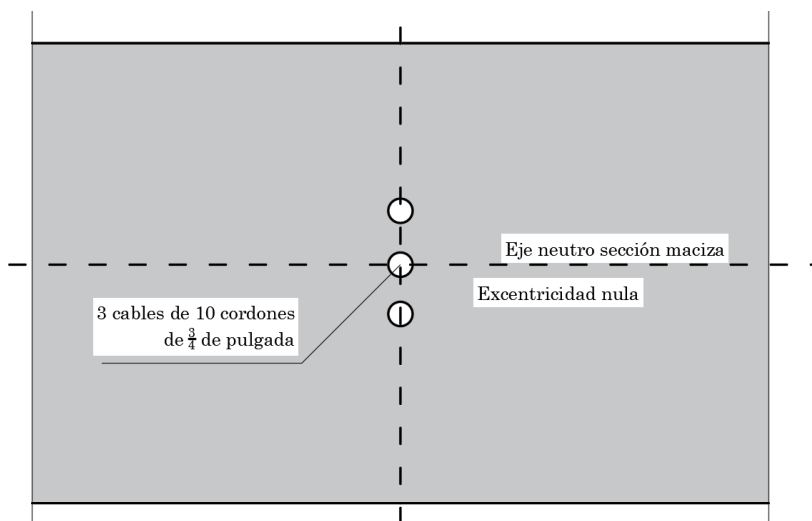


Figura V.34 Sección de la viga maciza con cable de tesado (Fuente: Elaboración propia).

C. Ecuación del cable

El cable de postesado tiene dos puntos fijos a respetar. El primero se encuentra en el baricentro de la sección maciza en el apoyo. El baricentro de los cables de postesado deben coincidir con el baricentro de la sección de hormigón en ese punto para evitar a la introducción de momentos flectores no requeridos en esa sección. Por el contrario, a mitad de la luz de la viga se requiere que el baricentro del conjunto de cables genere la mayor excentricidad posible, respetando el recubrimiento adoptado.

Por ende, se utiliza la ecuación de una parábola para definir el trazado del cable, y, aunque se utilice el baricentro de la sección del apoyo para replantear la vaina, lo que en verdad importara en términos mecánicos es la excentricidad del cable con respecto a la **sección hueca multicelular** del hormigón.

$$y = A * x^2 + B * x$$

$$A = \frac{-4 * (y_{22} - \text{Recubr})}{L^2} = \frac{-4 * (0,70m - 0,08m)}{30m^2} = -0,002773 \text{ 1/m}$$

$$B = \frac{4 * (y_{22} - \text{Recubr})}{L} = \frac{4 * (0,70m - 0,08m)}{20m} = 0,083$$

$$y = (-0,002773 \text{ 1/m}) * x^2 + 0,083 * x$$

Con estas ecuaciones podemos calcular la posición del cable postesado

Tabla V.26. Trazado del cable de pretensado.

Trazado del cable	
X(m)	Y (m)
0	0
0,65	0,053
3	0,225
6	0,399
9	0,524
12	0,599
15	0,624
18	0,599
21	0,524
24	0,399
27	0,225
30	0

0,624 es la distancia al eje neutro de la sección maciza, pero la excentricidad del cable es 0,7m

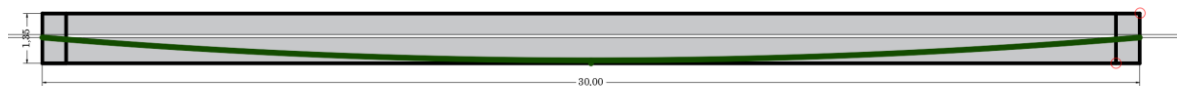


Figura V.35 Sección longitudinal del trazado del cable de tesado (Fuente: Elaboración propia).

5.4.6 Determinación de las pérdidas

Serán calculadas 5 pérdidas, 2 instantáneas y 3 diferidas.

A. Pérdidas instantáneas

1) Pérdidas por fricción

Las pérdidas serán calculadas para cada grupo de cables contenidos por cada alma.

$$\Delta f_{pF} = P_{pj} [1 - e^{-(k x + \mu_p \alpha_{px})}]$$

Considerando un vaina metal galvanizada.

Se adopta:

$$K = 0,0002$$

$$\mu = 0,20$$

Se opta por realizar un tesado alternando anclajes activos en los extremos por ende se calcula en $x=L/2$.

$$P_{pj} = \frac{Pe \text{ por alma}}{nro \text{ cables}} = \frac{5,61 \text{ MN}}{3 \text{ cables}} = 1,87 \text{ MN}$$

Tabla V.27. Pérdidas por fricción.

Tensor	$x=L/2$	Flecha del tensor f_i (m)	$\alpha_i = \alpha'_0 i = 4$ f_i / L (rad)	(Δf_{pF_i}) MN
1	15	0,624	0,08	0,03639
2	15	0,424	0,06	0,02658
3	15	0,824	0,11	0,04615
Δf_{pF} por alma				0,10911
Resumen pérdidas por fricción				
Δf_{pF} por alma	0,1091	MN	Representa	2,50%
Δf_{pF} viga completa	0,5455	MN	Representa	2,50%

2) Pérdidas por acortamiento del hormigón

En cada tesado de los cables, el hormigón se deforma elásticamente lo cual implica una pérdida de tensión en los cables vecinos que ya fueron previamente tesados.

El reglamento plantea una fórmula para el cálculo

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp}$$

El cálculo se hace por conjunto de cables contenidos en un alma. La fórmula determina la pérdida de tensión por cable, que luego multiplicada por la sección de cada cable permite calcular la fuerza de tesada perdida.

$$N = 3 \text{ cables}$$

$$E_p \text{ acero} = 195.000 \text{ MPa}$$

$$E_{ci} H^\circ 7 \text{ dias} = 4700 * \sqrt{0,7 * f'c} = 4700 * \sqrt{0,7 * 35 \text{ MPa}} = 23.263 \text{ MPa}$$

Sumatoria de las tensiones en el hormigón en el centro de gravedad de los cables de postesados debido al pretensado y las cargas del peso propio

$$f_{cgp} = f_{cpi} - f_g$$

Tensión debido al esfuerzo de pretensado

$$P_{pi} \text{ de la viga} - \text{perdida fricción} = 28,06 \text{ MN} - 0,5455 \text{ MN} = 27,52 \text{ MN}$$

$$f_{cpi} = \frac{P_{pi}}{A_{total1}} + \frac{P_{pi} * e1^2}{I_{xx1}} = \frac{27,52 \text{ MN}}{6,43 \text{ m}^2} + \frac{27,52 \text{ MN} * 0,7 \text{ m}^2}{1,647 \text{ m}^4} = 12,51 \text{ Mpa}$$

Tensión debido a las cargas de peso propio

M debido al peso propio:

$$M_{pp} = \frac{P_p \text{ viga} * L^2}{8} = \frac{157,86 * 30 \text{ m}^2}{8} = 17,76 \text{ MNm}$$

$$f_g = \frac{M_{pp} * e1}{I_{xx1}} = \frac{17,76 \text{ MNm} * 0,7 \text{ m}}{1,647 \text{ m}^4} = 7,57 \text{ Mpa} =$$

$$f_{cgp} = f_{cpi} - f_g = 12,51 \text{ Mpa} - 7,57 \text{ Mpa} = 4,94 \text{ Mpa}$$

$$\Delta f_{pES} \text{ por cable} = \frac{(3 - 1)}{2 * 3} * \frac{195.000 \text{ MPa}}{23.263 \text{ MPa}} * 4,94 \text{ Mpa} = 13,80 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pES} \text{ por alma} = 13,80 \text{ MPa} * 3 \text{ cables} = 41,4 \text{ Mpa}$$

$$\Delta f_{pES} \text{ por alma MN} = 41,4 \text{ Mpa} * 0,00014 \text{ m}^2 = 0,058 \text{ MN}$$

Tabla V.28. Pérdidas por acortamiento elástico.

Resumen pérdidas por acortamiento elástico H°			
Δf_{pES} por alma	0,0580 MN	Representa	1,33%
Δf_{pES} viga completa	0,2899 MN	Representa	1,33%

B. Pérdidas diferidas

Se utilizaron los métodos del Cirsoc 802 y 201 para el calculo de las perdidas diferidas, y se utilizó el caso más desfavorable. (Ver anexos)

C. Resumen de perdidas

Si bien, se adoptó una pérdida del 17% vemos que al realizar los cálculos se obtuvo una pérdida total del 14,7%. Lo cual implica que se mantendrán los 17% previamente adoptados y para el desarrollo del algoritmo se utilizara una perdida regular de 5% en perdidas instantáneas, y 10% en perdidas diferidas.

Tabla V.29. Resumen de pérdidas.

Resumen todas las pérdidas por alma			
Δf_p fricción	0,1091 MN	Representa	2,50%
Δf_p acortamiento H°	0,0580 MN	Representa	1,33%
Δf_p contracción H°	0,1853 MN	Representa	4,25%
Δf_p fluencia lenta H°	0,1558 MN	Representa	3,57%
Δf_p relajación de los cordones	0,1323 MN	Representa	3,03%
Total	0,6405	Total	14,69%

Resumen todas las pérdidas viga completa			
Δf_p fricción	0,5455 MN	Representa	2,50%
Δf_p acortamiento H°	0,2899 MN	Representa	1,33%
Δf_p contracción H°	0,9265 MN	Representa	4,25%
Δf_p fluencia lenta H°	0,7790 MN	Representa	3,57%
Δf_p relajación de los cordones	0,6616 MN	Representa	3,03%
Total	3,2025 MN	Representa	14,69%

Tabla V.30. Esfuerzo de tesado descontadas las pérdidas.

P menos pérdidas alma	4,9723	MN
P menos pérdidas viga	24,86	MN

5.4.7 Verificación de las tensiones en ELS

Para el estado límite de servicio se realizan verificaciones en dos estados. El primer estado consiste en las cargas del peso propio de la viga, el esfuerzo de tesado menos las pérdidas instantáneas. Y el segundo estado corresponde a todas las cargas permanentes, todas las sobrecargas y el esfuerzo de tesado descontando todas las pérdidas.

Tabla V.31. Tensiones admisibles en hormigón ELS.

Tensiones admisibles en el hormigón		Reglamento	Mpa
Momento de tesado $f'_{ci} = 24,5 \text{ Mpa}$	Compresión	$0,6 * f'_{ci}$	-14,70
	Tracción	$0,5 * \sqrt{f'_{ci}}$	2,47
Luego de las pérdidas y todas las cargas $f'_{ci} = 35 \text{ Mpa}$	Compresión	$0,6 * f'_{ci}$	-21,00
	Tracción clase T	$\sqrt{f'_{ci}}$	5,92

A. Verificación de tensiones estado 1 (tesado + peso propio)

Como se mencionó previamente se tiene los siguientes esfuerzos:

Se trabaja con la sección completa de hormigón, por ende, los esfuerzos de pretensado analizados provienen de la sumatoria de los esfuerzos de cada alma.

$$Pe1 = P - PerdInst = 28,06 \text{ MN} - 0,545 \text{ MN} - 0,29 \text{ MN} = 27,23 \text{ MN}$$

$$M_{pp} = \frac{P_{p \text{ viga}} * L^2}{8} = \frac{157,86 * 30 \text{ m}^2}{8} = 17,76 \text{ MNm}$$

- Tensión en la fibra superior debido al estado 1:

$$f_{cs1} = -\frac{Pe1}{A_{total1}} + \frac{Pe1 * e1^2}{I_{xx1}} - \frac{M_{pp}}{W11} = -\frac{27,23 \text{ MN}}{6,43 \text{ m}^2} + \frac{27,23 \text{ MN} * 0,7 \text{ m}^2}{1,647 \text{ m}^4} - \frac{17,76 \text{ MN}}{2,9 \text{ m}^3} = -3,77 \text{ Mpa}$$

$$f_{cs1} = -3,77 \text{ Mpa} < 14,7 \text{ Mpa} \text{ B.C}$$

- Tensión en la fibra inferior debido al estado 1:

$$f_{ci1} = -\frac{Pe1}{A_{total1}} - \frac{Pe1 * e1^2}{I_{xx1}} + \frac{M_{pp}}{W_{21}} = -\frac{27,23 \text{ MN}}{6,43 \text{ m}^2} - \frac{27,23 \text{ MN} * 0,7 \text{ m}^2}{1,647 \text{ m}^4} + \frac{17,76 \text{ MN}}{2,11 \text{ m}^3} = -4,87 \text{ Mpa}$$

$$f_{ci1} = -4,87 \text{ Mpa} < 14,7 \text{ Mpa} \text{ B.C}$$

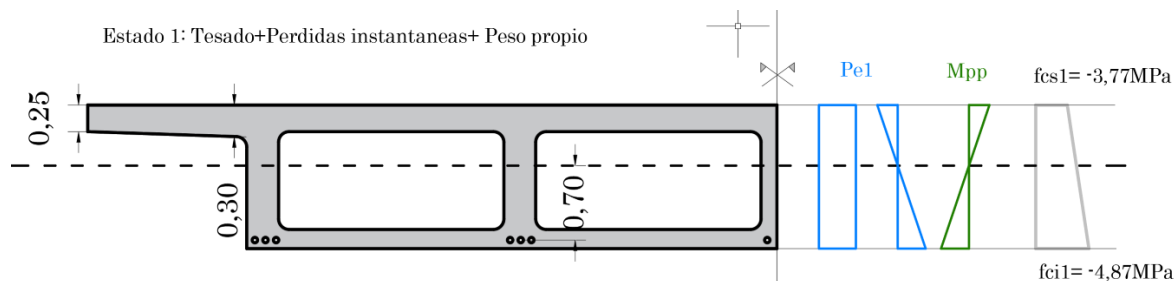


Figura V.36 Tensiones en el hormigón en el estado 1 (Fuente: Elaboración propia).

B. Verificación de tensiones estado 2 (tesado + todas las cargas)

Para este estado se consideran todas las cargas, y todas las pérdidas:

$$Pe2 = P - \text{Perd Totales} = 28,06 \text{ MN} - 3,20 \text{ MN} = 24,86 \text{ MN}$$

$$M_{\text{máximo ELS}} = 34,92 \text{ MNm}$$

- Tensión en la fibra superior debido al estado 2:

$$f_{cs2} = -\frac{Pe2}{A_{total1}} + \frac{Pe2 * e1^2}{I_{xx1}} - \frac{M_{max}}{W_{11}} = -\frac{24,86 \text{ MN}}{6,43 \text{ m}^2} + \frac{24,86 \text{ MN} * 0,7 \text{ m}^2}{1,647 \text{ m}^4} - \frac{34,92 \text{ MN}}{2,9 \text{ m}^3} = -9,89 \text{ Mpa}$$

$$f_{cs1} = -9,89 \text{ Mpa} < 14,7 \text{ Mpa} \text{ B.C}$$

- Tensión en la fibra inferior debido al estado 2:

$$f_{ci2} = -\frac{Pe2}{A_{total1}} - \frac{Pe2 * e1^2}{I_{xx1}} + \frac{M_{max}}{W_{21}} = -\frac{24,86 \text{ MN}}{6,43 \text{ m}^2} - \frac{24,86 \text{ MN} * 0,7 \text{ m}^2}{1,647 \text{ m}^4} + \frac{34,92 \text{ MN}}{2,11 \text{ m}^3} = 4,42 \text{ Mpa}$$

$$f_{ci1} = 4,42 \text{ Mpa} < 5,92 \text{ Mpa} \text{ B.C}$$

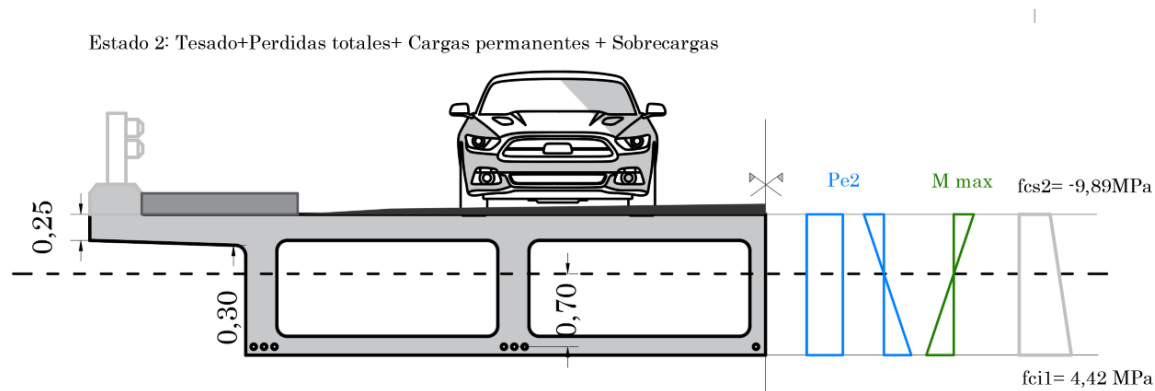


Figura V.37 Tensiones en el hormigón en el estado 2 (Fuente: Elaboración propia).

Así, queda verificado el estado límite de servicio. En los apartados relacionados con el AG, estas verificaciones serán utilizadas para penalizar las secciones que no logren cumplirlas con el fin de descartarlas.

5.4.8 Verificación de la resistencia a flexión ELU

En este apartado se realiza la verificación del estado límite último de la combinación de cargas de “Resistencia I” del momento flector requerido. Para ello, existen dos formas en la cuales puede trabajar la sección cajón del caso de estudio, dependiendo de la altura de la zona comprimida con respecto al espesor de la losa superior.

Cuando la altura de la zona comprimida está contenida en el espesor de la losa superior ($a = \beta_1 * c < hf$), la sección cajón se comportará como una sección rectangular; caso contrario, se trabajará como una sección “T”. Las ecuaciones a utilizar son la mismas, salvo que para el caso de la sección actuando como rectangular, la variable “bw” (espesor de las almas) será considerada como “b”.

El momento que se debe verificar es el momento ultimo requerido proveniente de la mayoración de las cargas según la combinación de cargas “Resistencia I”.

$$Mu = 1,25 * MD + 1,75 * ML = 1,25 * 21595KNm + 1,75 * 13312KNm = 50.290KNm$$

A. Cálculo de la tensión en el acero de pretensado (fps)

Considerando un cable de postesado adherente, se utilizan las siguientes variables:

Espesor de la losa superior: $hf = 0,25m$

Sección acero pretensado: $Aps = 0,021m^2$

Ancho de compresión: $b = 13m$

Ancho de almas: $bw = 1,5m$

$dp = 1,27m$

$f'c = 35MPa$

$fpu = 1864MPa$

$fpy = 1682MPa$

▪ Cálculo β_1

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 * \frac{(f'c - 30Mpa)}{7} = 0,85 - 0,05 * \frac{(35Mpa - 30Mpa)}{7} = 0,814$$

▪ Cálculo k

$$k = 2 * (1,04 - \frac{fpy}{fpu}) = 2 * (1,04 - \frac{1682Mpa}{1864Mpa}) = 0,275$$

▪ Cálculo de "c" suponiendo sección rectangular

Se considera $bw=b$

$$c = \frac{Aps * fpu - 0,85 * f'c * (b - bw) * hf}{0,85 * f'c * \beta_1 * bw + k * Aps * \frac{fpu}{dp}} =$$

$$c = \frac{0,021m^2 * 1864Mpa - 0,85 * 35Mpa * (13m - 1,5m) * 0,25m}{0,85 * 35Mpa * 0,814 * 13m + 0,275 * 0,021m^2 * \frac{1864Mpa}{1,27m}} = 0,121m$$

$$a = c * \beta_1 = 0,121m * 0,814 = 0,0986m < hf = 0,25m \therefore \text{Sección rectangular}$$

Caso contrario, en donde $hf > a$ se deberá recalcular c, pero considerando bw.

▪ *Cálculo fps*

$$fps = fpu * (1 - k * \frac{c}{dp}) = 1864Mpa * (1 - 0,275 * \frac{0,121m}{1,27m}) = 1815Mpa$$

B. Cálculo de resistencia minorada a flexión

Se aplica la fórmula previamente mencionada:

$$M_n = 1000 \left[A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - \right. \\ \left. + A'_s f'_s \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0,85 f'_c (b - b_w) h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \right]$$

Como se está considerando la sección trabajando como rectangular, no se tiene en cuenta la armadura convencional ni la de compresión. Así, varios miembros de la ecuación se anulan y el momento nominal se calcula de la siguiente forma:

▪ *Cálculo Mn*

$$Mn = 1000 (A_{ps} * fps * (dp - \frac{a}{2})) = 1000 (0,021m^2 * 1815Mpa * (1,27m - \frac{0,098m}{2})) = 46530KNm$$

▪ *Cálculo Md*

Para el calculo del momento de diseño, se necesita calcular el factor de resistencia.

El reglamento establece que el factor de resistencia para sección de hormigón pretensadas es igual a 1, cuando las mismas están controladas por tracción. Esto ocurre cuando la deformación del acero es mayor a un 0,005.

Para secciones intermedias entre las que están controladas por compresión y por tracción se puede utilizar la siguiente formula:

$$0,75 \leq \phi = 0,583 + 0,25 \left(\frac{dt}{c} - 1 \right) \leq 1$$

$$\phi = 0,583 + 0,25 \left(\frac{1,27}{0,121} - 1 \right) = 2,95 \therefore \text{se adopta } \phi = 1$$

$$Md = Mn * \phi = 46530KNm * 1 = 46.530KNm < Mu = 50.290KNm \text{ M.C}$$

$$\%de\ resistencia\ faltante = \frac{Md}{Mu} = \left(1 - \frac{46.530KNm}{50.290KNm}\right) * 100 = 7,47\%$$

La sección predimensionada no verifica el ELU en estas condiciones.

C. Verificación a flexión- Soluciones

Como se vio, la sección cajón determinada a partir de las recomendaciones de la AASHTO no verifica de forma directa el momento requerido ultimo. Por ende, se adoptan 3 posibles soluciones.

▪ Solución 1: Aumento del acero de pretensado en un 10%

En primer lugar, se puede incrementar el acero de pretensado para lograr un mayor momento resistente de la sección.

Se adopta Aps2, es decir aumentada un 10%:

$$Aps2 = 1,1 * 0,021m^2 = 0,0231m^2$$

▪ Cálculo Mn2

$$\begin{aligned} Mn2 &= 1000 (Aps2 * fps * (dp - \frac{a}{2})) = 1000 (0,0231m^2 * 1815Mpa * (1,27m - \frac{0,098m}{2})) \\ &= 51.183KNm \end{aligned}$$

$$Md2 = Mn2 * \phi = 51.183KNm * 1 = 51.183KNm > Mu = 50.290KNm \text{ B.C}$$

▪ Solución 2: Aumento de la altura de la sección de H° un 10%

Por otro lado, se puede incrementar la altura de la sección de hormigón en un 10% para aumentar el brazo de palanca dp y aumentar el momento resistente de la sección.

Se adopta dp2, es decir dp aumentado un 10%:

$$dp2 = 1,1 * 1,27m = 1,397 m$$

▪ Cálculo Mn3

$$Mn3 = 1000 (Aps1 * fps * (dp2 - \frac{a}{2})) = 1000 (0,021m^2 * 1815Mpa * (1,397m - \frac{0,098m}{2}))$$

$$= 51.371KNm$$

$$Md3 = Mn3 * \phi = 51.371KNm * 1 = 51.371KNm > Mu = 50.290KNm \text{ B.C}$$

▪ **Solución 3: agregar barras de acero convencional**

La tercera solución, y la más lógica, consiste en agregar armadura de acero no tesa en toda la losa inferior para aumentar el momento resistente de la sección.

Para ello se calculan ciertas variables:

$$\text{distancia al baricentro de la armadura convencional } ds = 1,27m$$

Se le da la misma ubicación que los cables de pretensado, pero a lo largo de toda la losa inferior.

$$\text{tension de trabajo de la armadura convencional: } fs = 420Mpa$$

▪ *Cálculo de ΔMn a tomar con armadura convencional:*

$$\Delta Mn = \frac{Mu}{\phi} - Md = \frac{50.290KNm}{\phi} - 46.530KNm = 3760 KNm$$

▪ *Cálculo de As armadura convencional requerida:*

$$As_{req} = \frac{\Delta Mn}{1000 * fs * (ds - \frac{a}{2})} = \frac{3760KNm}{1000 * 420Mpa * (1,27m - \frac{0,098m}{2})} = 0,007334m^2$$

Adopto barra de 16mm:

$$As_{\phi 16} = 0,0002011m^2$$

$$Nro \text{ de barras} = \frac{As_{req}}{As_{\phi 16}} = \frac{0,007334m^2}{0,0002011m^2} = 36 \text{ barras}$$

Adopto un 10% más:

$$As_{final} = 40 * 0,0002011m^2 = 0,008068m^2$$

Adopto entonces 40 barras.

Nro barras 16=40

$$Sep\ barra\ \varnothing 16 = \frac{(ancho - 2\ Lv)}{Nro\ barras\ 16} = \frac{13m - 10m}{40} = cada\ 0,25m$$

▪ Cálculo Mn4

En este cálculo de momento nominal, se combina las resistencias generadas por los cables de postesado y la armadura de acero convencional.

$$Mn4 = 1000 (Aps * fps * (dp - \frac{a}{2}) + As * fs * (ds - \frac{a}{2})) =$$

$$Mn4 = 1000 (0,021m^2 * 1815Mpa * (1,27m - \frac{0,098m}{2}) + (0,008m^2 * 420Mpa * (1,27m - \frac{0,098m}{2})) = 50666KNm$$

$$Md4 = Mn4 * \phi = 50.666KNm * 1 = 50.666KNm > Mu = 50.290KNm \text{ B.C}$$

Finalmente, aplicando la solución 3, se verifica la resistencia a flexión.

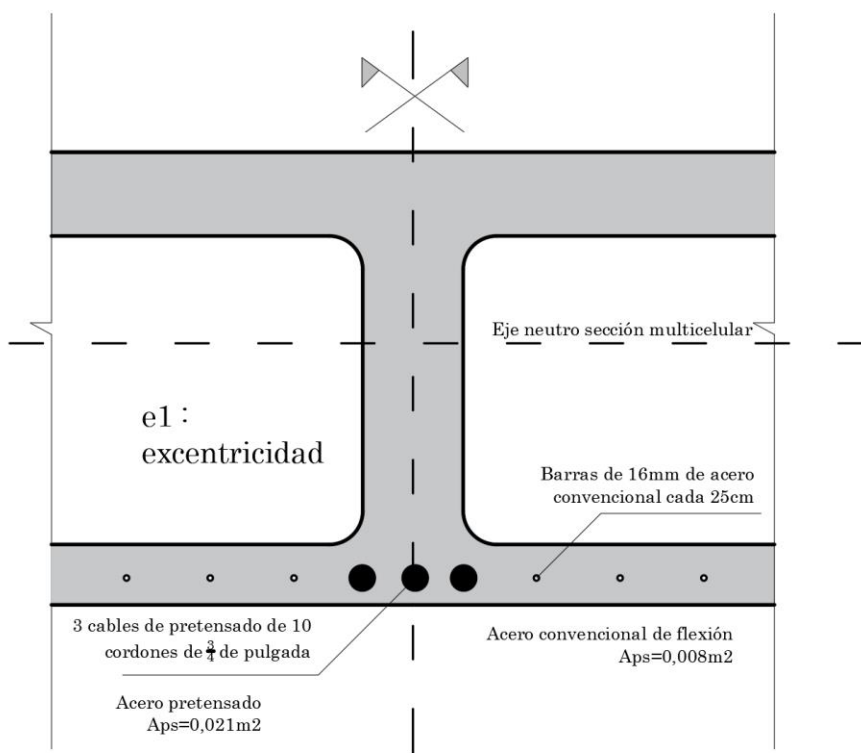


Figura V.38 Esquema de acero de pretensado y acero convencional debido a flexión (Fuente: Elaboración propia).

5.4.9 Verificación a torsión

Si bien se mencionó la necesidad de trabajar de forma conjunta las tensiones tangenciales de corte y de torsión, el reglamento establece que se puede despreciar cuando se cumpla $Tu < 0,25 * \phi * Tcr$.

Sin embargo, por análisis del caso de estudio, no es necesario investigar la torsión para este ejemplo de diseño. Esto se debe a que el puente es recto y la sobrecarga podría ser la única causa de torsión. A su vez las cargas permanentes se compensarían a ambos lados del puente por ende no generarían momento torsores. Finalmente, se está trabajando con un puente de solamente dos carriles, con un ancho total de 13 metros bastante convencional. Por lo tanto, la torsión puede despreciarse.

5.4.10 Verificación de la resistencia al corte

La sección cajón provee resistencia al corte a partir del ancho de sus almas y parte de su altura. El corte se verificará en la sección crítica, a una distancia del apoyo de $H/2$. La sección resistente a considerar es la sección multicelular hueca.

La resistencia a la corte provista por el hormigón V_c surge del menor valor entre V_{ci} y V_{cw} , explicado en los apartados anteriores. Y cuando esta resistencia no logre cubrir el corte último requerido se agregarán estribos.

- Corte último mayorado V_u a verificar:

$$V_{u \text{ secc crit}} = 6660 \text{ KN}$$

- Cálculo de V_{ci} :

$$V_{ci} = 53 \sqrt{f'_c} b_v d_v + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{máx}} \geq 163 \sqrt{f'_c} b_v d_v$$

Ancho de todas las almas resistentes al corte:

$$b_v = nro \text{ almas} * E_w = 5 * 0,3m = 1,5m$$

Distancia entre las resultantes de la fuerza de tracción y compresión debida a flexión, nunca menor a $0,72 * h$:

$$dv = 0,68 < 0,72 * H = 0,72 * 1,35m = 0,972m$$

Fuerza de corte en la sección debido a cargas permanentes no mayoradas:

$$Vd = 2749KN$$

Fuerza de corte en la sección debido todas las cargas mayoradas.

$$Vi = 6660KN$$

Momento máximo mayorado en la sección critica

$$Mu_{secc\ crit} = 4425\ KN$$

Momento de fisuración M_{cre} :

$$M_{cre} = S_c \left[1000 (f_r + f_{cpe}) - \frac{M_{dnc}}{S_{nc}} \right]$$

Tensión de compresión debido al pretensado efectivo en la fibra extrema traccionada por las cargas externas (fibra inferior)

$$e_{secc\ crit} = y_{h/2} + (y_{21} - y_{22}) = 0,053m + (0,78m - 0,70m) = 0,133m$$

$$f_{cpe} = -\frac{Pe_{viga}}{A_{total}} - \frac{Pe_{viga} * e_{secc\ crit}}{W_{21}} = -\frac{24,86MN}{6,43m^2} - \frac{24,86MN * 0,133m}{2,11m^3} = -5,4Mpa$$

Módulo de rotura del hormigón

$$f_r = 0,53 * \sqrt{f'_c} = 0,53 * \sqrt{35Mpa} = 3,13Mpa$$

Momento total no mayorado debido a las cargas permanentes

$$\begin{aligned} M_{dnc} &= Reaccion\ D * (H/2) - qD * \frac{(H/2)^2}{2} = 2750KN * \left(\frac{1,35m}{2}\right) - 191KN/m * \frac{(1,35m)^2}{2} \\ &= 1812KNm \end{aligned}$$

Modulo resistente de la sección compuesta en la fibra inferior

$$S_c = 2,11m^3$$

Modulo resistente de la sección no compuesta en la fibra inferior

$$S_{nc} = 2,11m^3$$

- Cálculo de M_{cre} :

$$M_{cre} = S_c * \left(1000 * (f_r + f_{cpe}) - \frac{M_{dnc}}{S_{nc}} \right) = 2,11m^3 * \left(1000 * (3,13Mpa + 5,4Mpa) - \frac{1812KNm}{2,11m^3} \right) = 16.186KNm$$

- Cálculo de V_{ci} :

$$V_{ci} = 53 * \sqrt{f'_c} * b_v * d_v + V_d + \frac{V_i * M_{cre}}{M_{max}} = 53 * \sqrt{35Mpa} * 1,5m * 0,972m + 0 + \frac{6660KN * 16.188KNm}{4425KNm} \\ = 27571KN$$

Y no menor a:

$$V_{ci} = 163 * \sqrt{f'_c} * b_v * d_v = 163 * \sqrt{35Mpa} * 1,5m * 0,972m = 1405KN$$

$$V_{ci} = 27.571KN$$

- Cálculo de V_{cw} :

$$V_{cw} = (158 \sqrt{f'_c} + 300 f_{pc}) b_v d_v + V_p$$

Tensión de compresión en el baricentro de la sección multicelular

$$f_{pc} = -\frac{P_{e\ viga}}{A_{total}} = -\frac{24,86MN}{6,43m^2} = -3,86Mpa$$

$$V_{cw} = (158 * \sqrt{f'_c} + 300 * f_{pc}) * b_v * d_v = (158 * \sqrt{35Mpa} + 300 * 3,86Mpa) * 1,5m * 0,972m = 3054KN$$

V_c se adopta como el mínimo valor entre V_{ci} y V_{cw} :

$$V_c = V_{cw} = 3054KN$$

- Cálculo de V_d :

$$\phi = 0,9 \text{ para corte}$$

- Cálculo de V_s necesario:

$$V_{s\ neces\ viga} = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{6660KN}{0,9} - 3054KN = 4346KN$$

- Cálculo de A_{vs} / s necesario en toda la sección:

$$\frac{A_{v\ nece\ vig}}{s} = \frac{V_{s\ neces\ viga}}{d_v * f_y} = \frac{V_{s\ neces\ viga}}{d_v * f_y} = \frac{4346KN}{0,972m * 420Mpa} = 0,01064 \frac{m^2}{m}$$

$$\frac{Av_{nece\ vig}}{s} = 106,4 \frac{cm^2}{m} \text{ para toda la seccion}$$

- Cálculo de Av_s / s necesario por alma:

$$\frac{Av_{nece\ alma}}{s} = 106,4 \frac{cm^2}{m} * \frac{1}{5\ almas} = 21,3 \frac{cm^2}{m} \text{ por alma}$$

Adopción de estribos de 16mm de diámetro con doble rama.

$$Av_{\emptyset 16mm} = 1,13cm^2$$

$$Av_{por\ estribo\ \emptyset 16mm} = 2 * 1,13cm^2 = 2,26cm^2$$

Separación de estribos:

$$s = \frac{Av_{\emptyset 16\ estribo}}{\frac{Av}{s}} = \frac{2,26cm^2}{21,3cm^2/m} = 0,106m \text{ de separación}$$

- Cálculo de V_n final:

$$V_n = V_c + (1000 \frac{Av * f_y * dv}{s}) = 3054KN + (1000 \frac{0,00113m^2 * 420Mpa * 0,972m}{0,10m}) = 7667KN$$

- Cálculo de V_d final:

$$V_d = \phi * V_n = 0,9 * 7667KN = 6900KN > V_u = 6660KN \text{ B.C}$$

- Cálculo de cantidad de acero de corte en la sección por cada metro:

$$longitud\ de\ un\ estribo = 0,9 * 2 * (H + Ew) = 0,9 * 2 * (1,35m + 0,30m) = 2,97m$$

$$\begin{aligned} Volumen\ de\ ac\ corte\ por\ estribo\ en\ un\ alma &= 2,97m * Av_{\emptyset 16mm} = 2,97m * \frac{1,13cm^2}{100cm * 100cm} \\ &= 0,00033561m^3 \end{aligned}$$

$$Volumen\ de\ ace\ corte\ por\ estribo\ seccion = 0,00033561m^3 * 5\ almas = 0,001678m^3$$

$$Cantidad\ de\ estribos\ por\ metro\ de\ seccion = \frac{1m}{s} = \frac{1m}{0,106m} = 9,43 \text{ o } 10 \text{ estribos por metro}$$

$$Volumen\ de\ ace\ corte\ por\ estribo\ seccion = 10 * 0,001678m^3 = 0,01678m^3$$

- Cálculo área de acero por corte en 1 metro de viga:

$$Area\ de\ ace\ corte\ 1m\ seccion = 0,01678m^3 * \frac{100cm * 100cm}{1m} = 167cm^2$$

- Cálculo de armadura mínima por corte:

$$\frac{A_{vmin \text{ corte por viga}}}{s} = \frac{A_{ps} * f_{pu}}{80 * d_v * f_y} = \frac{0,021m^2 * 1864Mpa}{80 * 0,972m * 420Mpa} = 0,001198m^2/m = 11,98 \text{ cm}^2/m$$

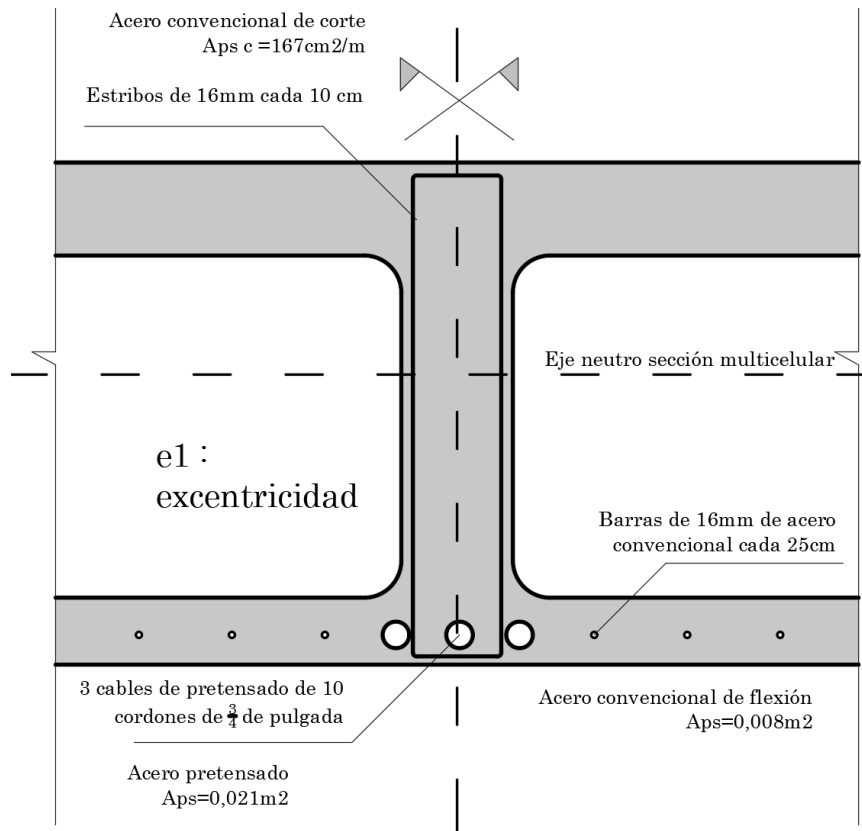


Figura V.39 Esquema de acero convencional de estribos debido al corte (Fuente: Elaboración propia).

5.4.11 Resumen de verificaciones

Finalmente, a través de este capítulo se pudo verificar la sección cajón predimensionada con los métodos tradicionales de cálculo, con un predimensionado a partir de la norma AASHTO y las verificaciones pertinentes provistas por el CIRSOC 801 y 802 y algunas consideraciones del CIRSOC 201.

Estas verificaciones permitirán evaluar una sección cajón predimensionada y determinar si cumple con las condiciones mecánicas seleccionadas, es decir, verificación de tensiones en ELS, verificación en ELU de flexión y de corte. También como resultado, se tiene la

sección de hormigón de la viga (A_{total1}), la sección de armadura postesado (A_{ps}) y la sección de armadura convencional de flexión y corte utilizada (A_s). Estas variables permiten definir el costo que representaría la sección cajón del caso de estudio.

Tabla V.32. Resumen de verificaciones y variables geométricas por cada metro de sección.

Resumen verificaciones				Variables	
Verificación de tensiones en el H° ELS					
Estado 1					
fadm (-)	14,7Mpa	≥	fcs1	3,77Mpa	AtotalH° 6,43m2
fadm (-)	14,7Mpa	≥	fci1	4,87Mpa	
Estado 2					
fadm (-)	14,7Mpa	≥	fcs2	9,89Mpa	
fadm (+)	5,92Mpa	≥	fci2	4,42Mpa	
Verificación ELU flexión					
Md	50.666KNm	≥	Mu	50.290KNm	Aps As flex
					0,021m2 0,008m2
Verificación ELU Corte					
Vd	6900KN	≥	Vu	6660KN	As cort
					0,01676m2

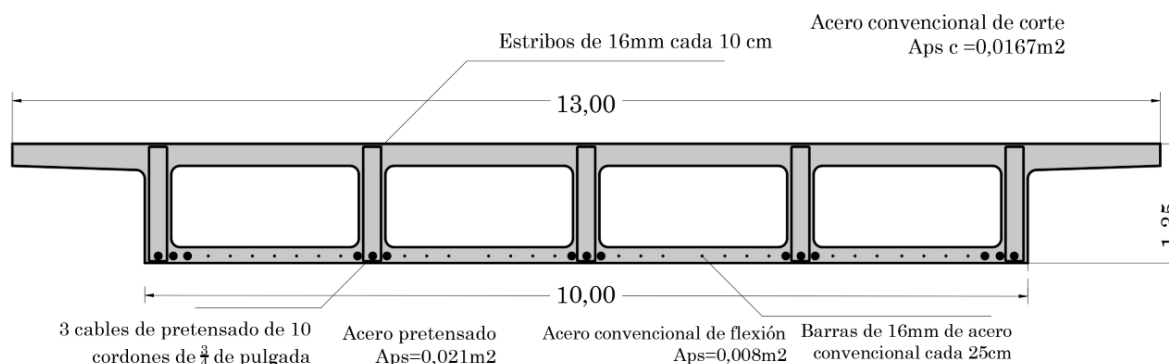


Figura V.40 Esquema de sección transversal de viga con armaduras de acero verificada (Fuente: Elaboración propia).

6 Formulación del Algoritmo Genético

Luego de haber comprendido el diseño de los puentes mediante secciones cajón, la optimización a partir de los algoritmos genéticos y el predimensionamiento y cálculo de una sección cajón, se está en condiciones de formular la herramienta computacional destinada a la optimización del caso de estudio; así en el siguiente apartado se presentan las adopciones realizadas sobre los componentes del AG, las condiciones generales para su desarrollo y la función objetivo con la cual se implementa.

La formulación de esta herramienta computacional tomará como base al algoritmo genético desarrollado por Mroginski et al. (2016) [41] con la aplicación de elitismo para la mejora de su convergencia.

En cuanto a su objetivo, el mismo se centra en obtener al individuo “óptimo” representado por la sección cajón multicelular de 4 celdas definida en el caso de estudio que genere el menor costo en términos de materiales, cumpliendo con las verificaciones mecánicas de la normativa; así, se trata de una optimización estructural basada en un análisis mecánico y económico.

A continuación, se presentan varias de las adopciones realizadas para su formulación.

6.1 Restricciones

6.1.1 El individuo

La formulación del AG inicia con la definición de los individuos que conformarán la población inicial y las subsiguientes a medida que el método se desarrolla. Cada individuo está compuesto por un conjunto de 5 variables que determinan la sección cajón multicelular del problema (Fig. VI.1)

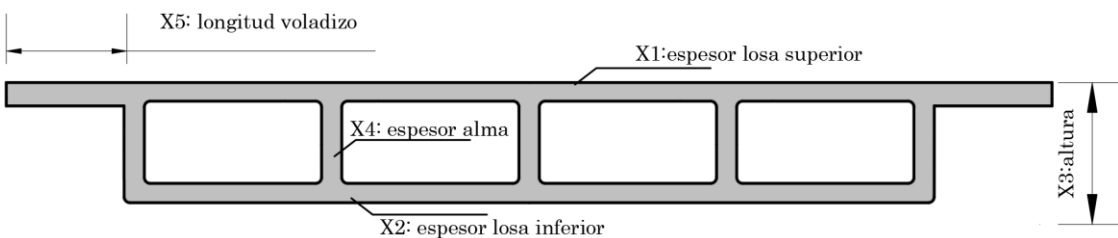


Figura VI.1 Variables que componen los individuos de la población (Fuente: Elaboración propia).

Cada una de estas variables que forman al cromosoma, representa un gen del individuo y al utilizar codificación binaria para la representación de los individuos, se debe definir la cantidad de BITS que representará a cada gen o variable.

Para este caso se utiliza un total de 2^6 bits por cada variable, lo que genera una riestra de la siguiente forma (Fig. VI.2).

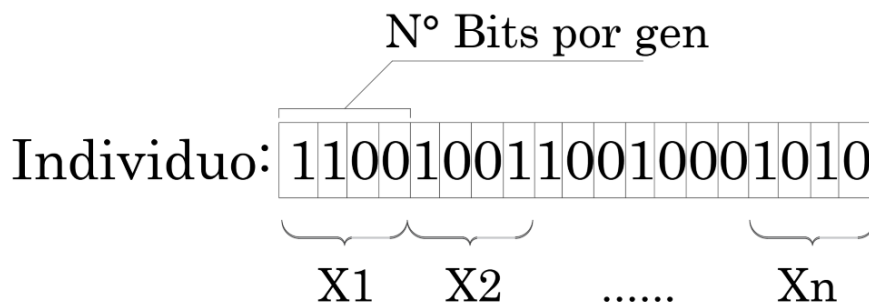


Figura VI.2 Codificación binaria de los individuos de la sección cajón (Fuente: Elaboración propia).

6.1.2 Límites de las variables

Para poder generar una población inicial de secciones cajón a partir de individuos que mantengan una relación con la realidad, es necesario imponer ciertas restricciones, las cuales surgen de un análisis realizado en capítulos anteriores y se utilizan con el propósito de reducir el dominio de posibilidades de individuos que cumplan condiciones de constructibilidad. Así se genera un límite superior e inferior para cada variable con el propósito de generar individuos (posibles soluciones) que sean ejecutables.

Tabla VI.1. Restricciones de las variables de los individuos.

Nro.	Variable	Símbolo	Restricción
X1	Espesor de la losa superior (m)	Es	$0,175 \leq Es \leq 0,35$
X2	Espesor de la losa inferior (m)	Ei	$0,14 \leq Ei \leq 0,35$
X3	Altura de la sección (m)	H	$L/30 \leq H \leq L/10$
X4	Espesor del alma (m)	Ew	$0.25 \leq Ew \leq 0.50$
X5	Longitud de voladizo (m)	Lv	$1,00 \leq Lv \leq 2,50$

6.1.3 Generación de la población inicial

Luego de definir las variables de cada individuo y los rangos límites, se crea la población inicial a partir de una función aleatoria, así por cada variable se determina un número dentro del rango $[0,1]$ de forma tal que cada variable cumple con las restricciones constructivas. A modo de ejemplo se presenta la siguiente ecuación:

$$X1 = 0,175 + f_{aleat}() * (0,35 - 0,175)$$

Por cada variable de cada individuo se genera un parámetro de forma aleatoria dando lugar así a un conjunto de individuos que forman la población inicial (ver Fig. VI.3).

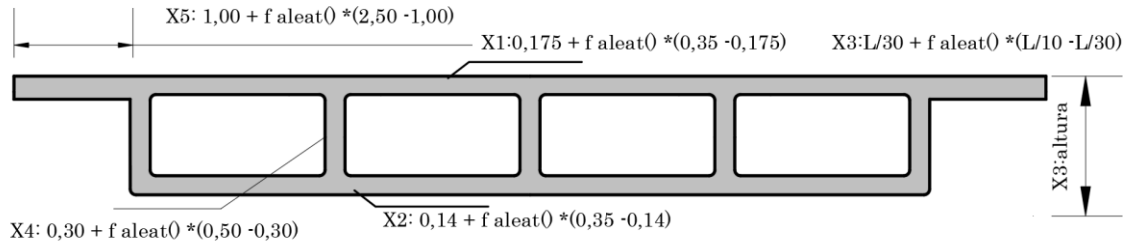


Figura VI.3 Sección cajón creada a partir de funciones aleatorias (Fuente: Elaboración propia).

A partir de esta población inicial y los diversos operadores probabilísticos genéticos se simula la selección natural dando lugar a nuevas poblaciones con altas probabilidades de incorporar individuos más óptimos (es decir, con un menor costo).

6.2 Componentes del AG

6.2.1 Operador de selección

Para emular el proceso de selección natural de Darwin, se otorga una mayor probabilidad de selección a los individuos con mayor aptitud, es decir, aquellos que representen secciones cajón que cumplan todas las verificaciones pero que mantengan un costo reducido. El método de selección implementado es el método de selección por ruleta, desarrollado en el capítulo 3 y fue definido por la siguiente fórmula:

$$ps(i, t) = \frac{f(i, t)}{\sum_{j=1}^M f(j, t)}$$

La ecuación representa la probabilidad de selección “ ps ” de un individuo “ i ” para una generación “ t ” y para un tamaño de población “ M ”.

6.2.2 Elitismo

El elitismo es el mecanismo por el cual los individuos más aptos, es decir, con los menores costos pueden acceder a las siguientes poblaciones sin variar sus parámetros; se trata de una copia o reproducción sexual, ya que no se intercambian genes. Así, se mantienen a los mejores individuos a través de las poblaciones mejorando los tiempos de convergencia.

En el algoritmo genético desarrollado se utilizó un porcentaje de elitismo de 2% y en consecuencia 2% de los mejores individuos de la población pasaban a las siguientes generaciones sin variar sus parámetros.

6.2.3 Operador de cruce

Al determinar la aptitud de todos los individuos, es posible ordenarlos en función de la misma y con esta lista ordenada de individuos, se procede a diferenciarla en individuos pares e impares.

Ambos grupos de individuos son seleccionados con el operador de ruleta, pero la forma en la que dichos individuos elegidos (padres) son cruzados, varía.

Los individuos pares son cruzados con un operador de cruce uniforme o a partir de la implementación de una máscara de cruce. La misma es generada de forma aleatoria y se logra a partir de una riestra de bits con 0 y 1.

Un descendiente de los padres se forma a partir de la colocación de un bit del primer padre donde existe un 1 y un bit del segundo padre donde existe un 0, lo mismo ocurre de forma inversa para el otro descendiente y de esta forma se genera una combinación interesante de los parámetros de los individuos.

Por el contrario, los individuos pares intercambian sus genes con el operador de cruce de un solo punto, descrito en el capítulo 3.

La reproducción sexual entre dos padres que da lugar a un nuevo individuo se da con una probabilidad de 70% entre dos padres elegidos, caso contrario se utiliza el operador de copia y los padres pasan a la siguiente generación sin alteraciones entre sus variables.

6.2.4 Operador de mutación

Con el propósito de preservar la diversidad en el proceso de exploración, se emplean operadores de mutación.

En el caso de la herramienta actual, la mutación se lleva a cabo con una probabilidad del 2%, esto implica que, durante el proceso de reproducción entre dos progenitores y la

generación de su descendencia, se aplica una mutación que altera un único BIT en toda la estructura de uno de los descendientes.

6.2.5 Criterio de convergencia

En relación al adoptado en el algoritmo genético, se puede afirmar que se optó por un enfoque basado en el control de poblaciones. Específicamente, el algoritmo se ejecuta y se selecciona el número de poblaciones para el cual la media de la función objetivo de la población se mantiene constante con la creación de nuevas poblaciones, o de manera similar, el desvío estándar tiende a cero.

En la herramienta actual, se implementó un criterio de convergencia de 40 poblaciones máximas para el caso de la aplicación del algoritmo genético con todas las restricciones impuestas. Por otro lado, se utilizaron 100 poblaciones máximas al utilizar la herramienta computacional de manera libre, es decir, sin imponer todas las restricciones, esta última forma de aplicación de la herramienta se utiliza con el propósito de comprender mejor las componentes que conforman la sección cajón.

6.3 Función objetivo

La función objetivo tiene el propósito de asignar a cada individuo de la población un valor que refleje su aptitud para resolver el problema en cuestión; en este caso se formula una función objetivo que representa el costo de la viga cajón multicelular. En este sentido se busca la sección cajón que tenga el menor costo pero que al mismo tiempo verifique las condiciones mecánicas impuestas.

Esta función representa el fenómeno físico y mecánico de la sección cajón y abarca cargas, verificaciones y penalizaciones para determinar el costo por metro del puente.

Algunas de las consideraciones incluidas en la función objetivo se presentan a continuación:

Se consideran las cargas permanentes y las sobrecargas, esto se debe a que se trata de un puente recto, con una luz y altura moderadas, lo que permite despreciar cargas laterales como el viento.

En relación a las verificaciones mecánicas, se incluyen:

- La verificación en estado límite de servicio de las tensiones en el hormigón, lo que permite verificar deformaciones y la funcionalidad de la estructura.
- La verificación en estado límite último a flexión y corte.
- La verificación de las deformaciones del voladizo.

6.3.1 Formulación de la función objetivo

A partir de las verificaciones realizadas para cumplir los requisitos mecánicos del puente, se determinan las variables resultantes de este análisis que constituyen la función de coste de la sección cajón.

$$CosteViga(x_i) = \sigma_{xi} + AtotalH^o_{(x_i)} * PU_{H^o} + Aps_{(x_i)} * PU_{Aps} + \left[(As_{flex(x_i)} + As_{cort(x_i)} + As_{Lv(x_i)}) * PU_{As} \right]$$

σ_{xi} = *funcion penalizacion*

Función de penalización: se encarga de penalizar al costo de la viga cajón cuando ciertas verificaciones planteadas no se cumplen o cuando cierta distancia entre barras de acero convencional es impracticable; así el costo de la sección se penaliza cuando no se cumplen las verificaciones de tensiones en ELS ni la deformación máxima del voladizo transversal.

También, esta situación ocurre cuando la separación de barras y estribos están por debajo de un mínimo práctico.

$AtotalH^o_{(x_i)}$ = *Area de H°*

Área de hormigón de la sección cajón: La misma surge de las variables geométricas que componen la sección y representa un costo en términos del hormigón empleado.

$Aps_{(x_i)}$ = *area de acero de postesado*

$As_{flex(x_i)}$ = *cantidad de acero convencional debido a la verificacion por flexion en ELU*

$As_{cort(x_i)}$ = *cantidad de acero convencional debido a la verificacion al corte en ELU*

$As_{Lv(x_i)}$ = *cantidad de acero convencional debido a la verificacion voladizo lateral*

Costo unitario: los costos presentados corresponden al costo de materiales en relación a sus cantidades, es decir, no representan precios unitarios de las variables debido a que no incluyen consideraciones de mano de obra, transporte, gastos indirectos, etc. De todas formas, son valores útiles para realizar comparaciones de costo entre secciones que son medidas con el mismo método.

De forma aproximada y para el 12 de julio de 2023 en Argentina:

$$PU_{H^o} = \text{costo del } H^o = 40.000 \text{ \$/m}^3$$

$$PU_{Aps} = \text{costo acero postesado } 7.699.119 \text{ \$/m}^3$$

$$PU_{As} = \text{costo acero convencional } 5.132.746 \text{ \$/m}^3$$

Finalmente, esta función objetivo será utilizada para representar el costo de la sección a ser minimizado para obtener el individuo óptimo que sea la solución aproximada al problema.

6.4 Funcionamiento del AG

En esta sección se tiene como objetivo explicar de manera descriptiva el funcionamiento de esta herramienta y para una comprensión más clara se incluirán gráficos ilustrativos.

En primera instancia se crea una población inicial de 5.000 individuos, considerando las restricciones impuestas. Como fue mencionado, las variables de cada individuo son definidas de forma aleatoria (ver Fig. VI.4).

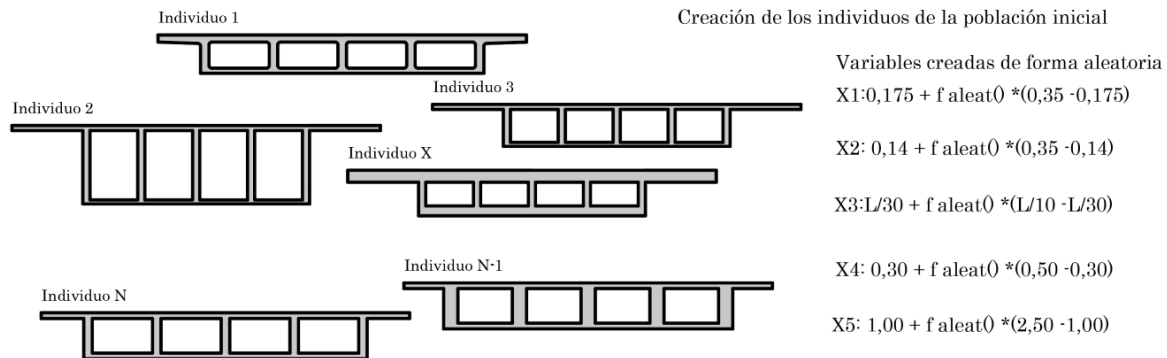


Figura VI.4 Población inicial creada a partir de funciones aleatorias (Fuente: Elaboración propia).

Dichos individuos están codificados y representados por sus variables ordenadas con valores binarios, a partir de esto se evalúa cada uno de estos individuos mediante la función objetivo, que otorgará un costo específico a cada sección cajón. Con esto, se especifica cuáles son los individuos más aptos y cuales los menos (ver Fig. VI.5).

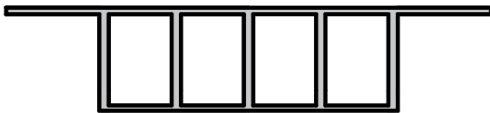
Individuos desordenados	Codificación de individuos	Evaluación de aptitud mediante función objetivo
Individuo 1 	1100100110010001010	$f_{objt}(x_i) = \$220.000$
Individuo 2 	0101100110010010101	$f_{objt}(x_i) = \$330.000$
Individuo 3 	0000100110010000010	$f_{objt}(x_i) = \$190.000$
⋮	⋮	⋮
Individuo X 	1111100110010001011	$f_{objt}(x_i) = \$420.000$
⋮	⋮	⋮
Individuo N-1 	0100100010000001010	$f_{objt}(x_i) = \$350.000$
Individuo N 	1000100110010011011	$f_{objt}(x_i) = \$270.000$

Figura VI.5 Codificación y evaluación de la función objetivo para cada individuo (Fuente: Elaboración propia).

De esta forma, se organiza la población en función de la aptitud de los individuos, donde aquellos con menores costos ocuparán los primeros lugares, mientras que los individuos con mayores costos quedarán en posiciones posteriores.

A partir de esto, con la población ordenada, se puede aplicar los operadores de elitismo, selección, cruce y mutación.

En primer lugar, como se plantea un elitismo de 2%, se elige dicho porcentaje de individuos más aptos para formar parte de la siguiente población sin variar sus parámetros. En el ejemplo, correspondería al individuo N° 3 (Fig. VI.6).

Luego se procede a la aplicación del operador de selección por ruleta sobre los individuos ordenados por PARES para cruzarlos con el operador de cruce uniforme. Y se realiza la misma selección con los individuos ordenados por IMPARES, pero con un cruzamiento mediante el cruce a un punto (ver Fig. VI.6).

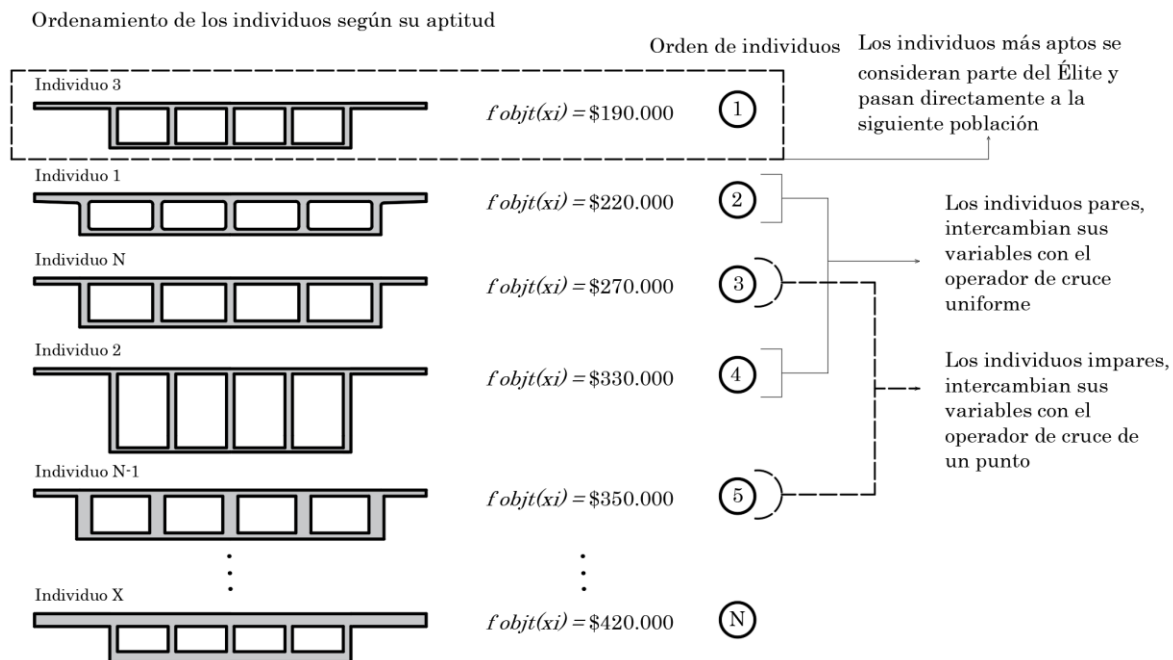


Figura VI.6 Ordenamiento de los individuos según su aptitud (Fuente: Elaboración propia).

Luego de la selección, se realiza el cruce o reproducción sexual de la forma se desarrolló en capítulos anteriores (ver Figura. III.13 y Figura. III.15). Ya sea el cruce uniforme o mediante un punto, lo importante es comprender que, a partir la selección de dos padres, se calcula la probabilidad de cruce y si esta tiene efecto, se combinan las variables de los padres para dar lugar a su descendencia, es decir, a dos hijos (Fig. VI.7).

A su vez y según la probabilidad de 2%, se podría mutar la descendencia, es decir uno de los hijos, a partir de la variación de uno de sus bits (Figura. III.16).

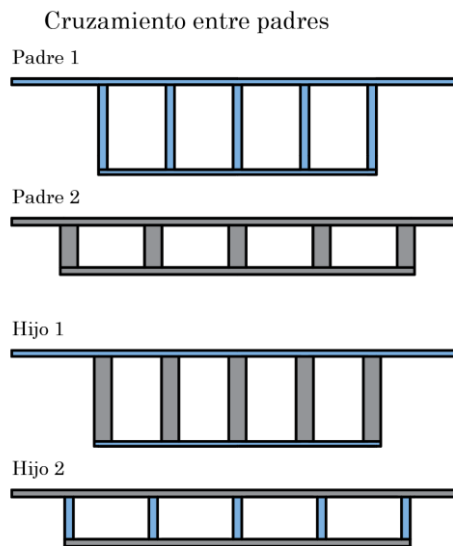


Figura VI.7 Cruzamiento entre dos padres (Fuente: Elaboración propia).

Finalmente, utilizando a los individuos éliticos y la descendencia generada a través de los operadores de cruce, se forma una nueva población aumentando la probabilidad de contar con individuos más aptos y logrando una mayor homogeneidad dentro de la población (ver Fig. VI.8).

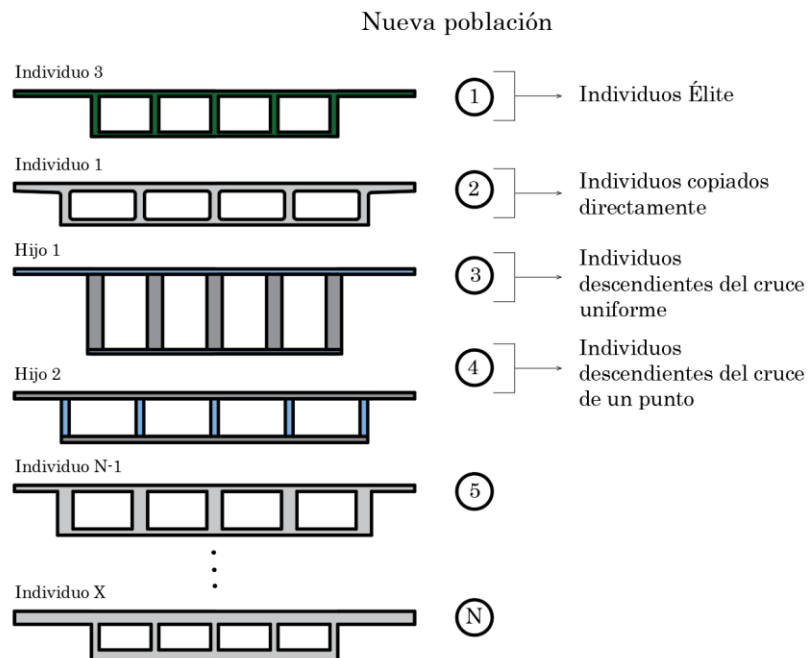


Figura VI.8 Composición de una nueva población (Fuente: Elaboración propia).

En cada iteración se calcula el mejor individuo, el promedio de la función objetivo de todos los individuos y la desviación estándar de la población. El algoritmo converge cuando la función de costo se estabiliza y no disminuye más, o cuando se alcanza el número máximo de poblaciones permitidas (ver Fig. VI.9).

Una vez que converge, el algoritmo proporciona la sección cajón multicelular que cumple con todas las verificaciones implementadas y al mismo tiempo representa el menor costo en términos de materiales.

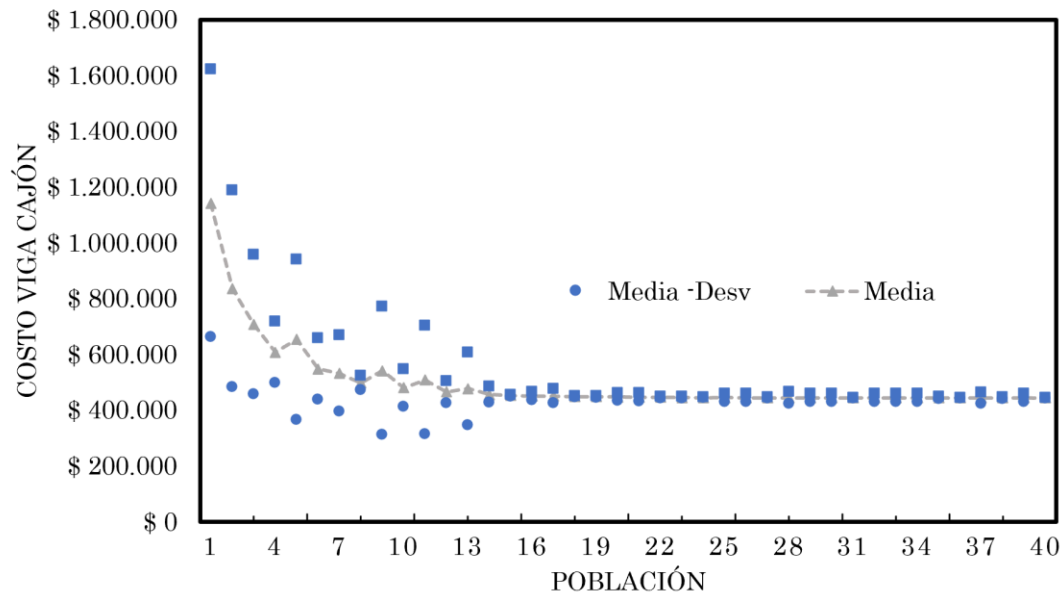


Figura VI.9 Ejemplo de convergencia del costo de viga mediante AG (Fuente: Elaboración propia).

Una vez comprendido el funcionamiento del algoritmo genético, se está en condiciones de presentar los resultados obtenidos del trabajo.

7 Resultados y conclusiones

En este apartado final se presentan los resultados obtenidos a partir de la optimización del caso de estudio de la viga cajón multicelular mediante algoritmos genéticos; los mismos permiten realizar varias reflexiones sobre el diseño y el cálculo de puentes de sección cajón con hormigón postesado.

A su vez, se realiza la comparación entre el prediseño de viga cajón obtenido mediante los métodos tradicionales y el prediseño resultante del AG; finalmente se presentan las conclusiones finales.

7.1 Resultados

La formulación de un algoritmo genético con el propósito optimizar el costo de una viga de sección cajón multicelular requirió diversos ajustes en función de los resultados obtenidos.

El algoritmo demostró su capacidad para modelar el comportamiento mecánico del puente y reducir el costo al mínimo, sin embargo, el análisis centrado principalmente en aspectos mecánicos, se sostenía sobre las restricciones a las variables para la consideración de los aspectos constructivos y debido a esto se ilustran varias aplicaciones del algoritmo acompañadas de comentarios y observaciones para cada caso.

A su vez, se aclara que los esquemas de secciones cajón multicelular presentados en este capítulo son representaciones que incluyen los componentes básicos considerados en los

cálculos, es decir, sección del hormigón, sección de cables de postesados y algunas armaduras de acero convencional para los estribos y o para la resistencia a flexión; consecuentemente no corresponden a esquemas o detalles constructivos ya que son prediseños del puente, aun así son altamente satisfactorios para la comprensión del trabajo realizado.

7.1.1 Resultado N°1

La primera aplicación del AG se destinó al caso de estudio planteado con una luz de 30 metros entre apoyos y las cargas y verificaciones planteadas en capítulos anteriores. Se realizó en este caso un análisis de las solicitaciones longitudinales y se introdujeron las restricciones a las variables planteadas en el capítulo 5.

Tabla VII.1. Resultado N°1: Condiciones generales.			
Geometría y cargas	Análisis		
Luz de 30m Cargas convencionales	Verificaciones longitudinales	Restricciones superior e inferior para todas las variables de la viga cajón	5000 individuos por población 40 poblaciones para converger

Luego de la aplicación del AG se observa una convergencia en la población número 40 con un costo de viga cajón por metro de \$398.694.

Para obtener este valor, el algoritmo genético exploró 5000 individuos por cada población y convergió en la población número 40, como fue mencionado.

En la Figura. VII.1 se observa como la media del costo de viga de los individuos de la población (datos representados por triángulos grises) disminuye con cada nueva población creada.

Finalmente, se considera que el algoritmo ha convergido cuando el desvío estándar tiende a cero, esto implica que la mayoría de los individuos dentro de una población son semejantes en los parámetros del problema.

Por otro lado, se destaca la armonía de la convergencia del algoritmo para llegar a este resultado en el cual no se observa mucha dispersión de los resultados de medias y desvió estándar en el transcurso de las distintas poblaciones.

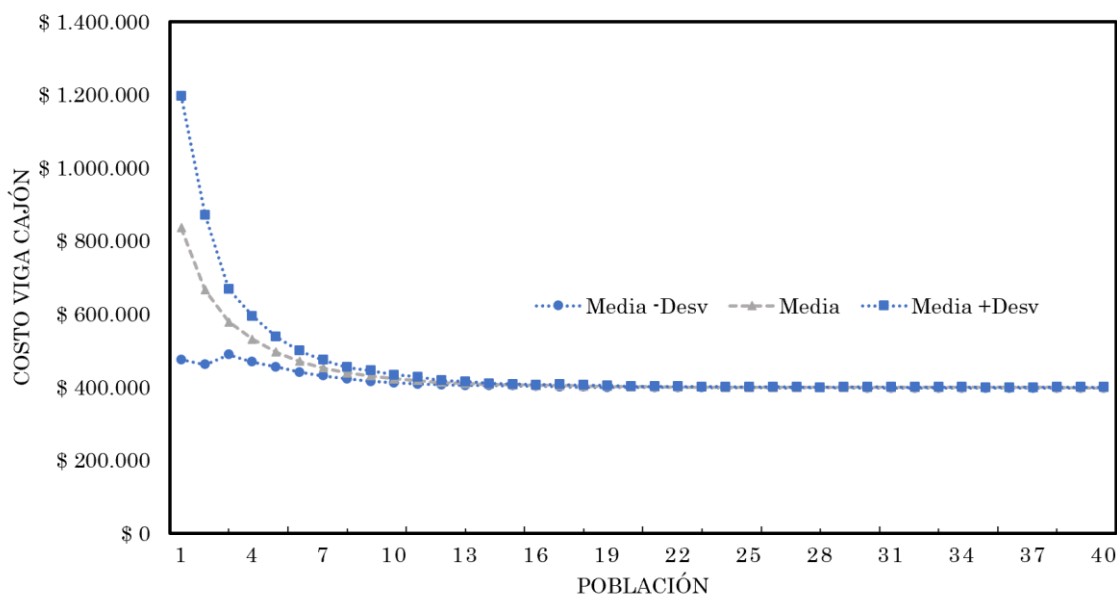


Figura VII.1 Gráfico de convergencia de AG del resultado N°1 (Fuente: Elaboración propia).

El individuo más apto obtenido a partir de la convergencia del AG se expresa en la tabla VII.2 junto a las características que componen el costo del mismo en la tabla VII.3. La sección cajón multicelular representada por este parámetro se visualiza en la figura VII.2.

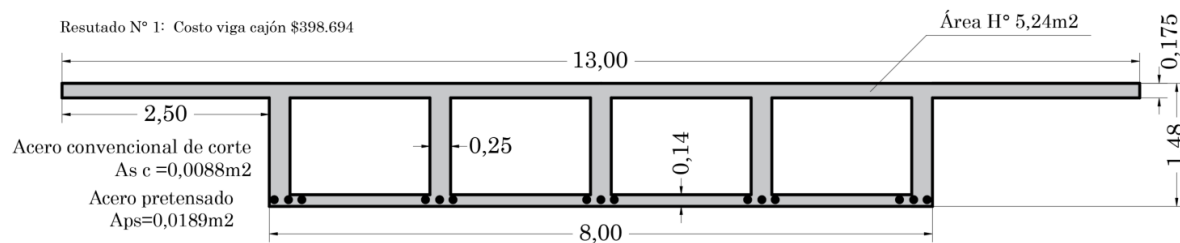
Tabla VII.2. Individuo “óptimo” del resultado N°1.

Nro.	Variable	Símbolo	Valor del parámetro (m)
X1	Espesor de la losa superior (m)	Es	0,175
X2	Espesor de la losa inferior (m)	Ei	0,14
X3	Altura de la sección (m)	H	1,477
X4	Espesor del alma (m)	Ew	0,25
X5	Longitud de voladizo (m)	Lv	2,5

Tabla VII.3. Variables geométricas y costo por metro del resultado N°1

Variable	Símbolo	Valor
Acero de postesado (m2/m)	Aps	0,0189
Acero convencional (m2/m)	As	0,0088
Sección de hormigón (m2/m)	Área_H_total	5,2341
Costo viga cajón (\$/m)	Costo_viga	\$398.694

7.1.1.1 Sección cajón multicelular resultado N°1

**Figura VII.2** Sección cajón multicelular resultado N°1. Fuente (Elaboración propia).

7.1.1.2 Comentarios de los resultados N°1

Como puede observarse en la figura VII.2 la sección cajón predimensionada a partir del AG con restricciones impuestas y análisis puramente longitudinal da como resultado una sección con valores mínimos en espesores y máximos en la longitud de voladizo lateral. Si bien se esperaba que el AG tienda a minimizar la sección de hormigón del puente para disminuir los costos, fue de gran asombro observar cómo valores mínimos de espesores lograban cumplir todas las verificaciones impuestas y representar la opción más económica.

Por otro lado, se preveía que el AG genere un espesor de la losa de compresión mayor al del extremo inferior de su rango de variación, esta suposición se debe a que mecánicamente la losa superior cumple un rol importante al proveer la capa de compresión necesaria para la verificación a flexión del puente.

A partir de esto surge la hipótesis de que quizás el caso de estudio planteado no logra ser una situación con una determinada complejidad para poder representar el potencial del algoritmo y de la sección cajón; el mismo minimiza las variables a sus límites inferiores y aún así la sección cumple los requerimientos de la normativa; consecuentemente se proponen dos variaciones al caso de estudio para evaluar la capacidad de optimización del AG.

Estas variaciones corresponden al incremento de la luz de cálculo de 30 metros a 50 metros y, por otro lado, el aumento de la sobrecarga en un 50%.

7.1.2 Resultado N°2

En este caso se realiza el mismo planteo del resultado N°1 aumentando la luz de cálculo de 30m a 50m, el análisis en este punto considera solamente las solicitaciones longitudinales.

El número de individuos creados por población se mantiene en 5000 y la población de convergencia se mantiene en 40.

Tabla VII.4. Resultado N°2, Condiciones generales.			
Geometría y cargas	Análisis		
Luz de 50m Cargas convencionales	Verificaciones longitudinales	Restricciones superior e inferior para todas las variables de la viga cajón	5000 individuos por población 40 poblaciones para converger

Luego de la aplicación del AG se observa una convergencia en la población 40 con un costo de viga cajón por metro de \$572.761 para una luz de 50 metros.

La convergencia del AG se desarrolla de la forma representada en el grafico siguiente (Figura. VII.3) en donde se visualiza una convergencia concisa sin mucha exploración del dominio de secciones posibles, esto se debe en gran medida a operadores utilizados tales como el “Elite” descrito en capítulos anteriores.

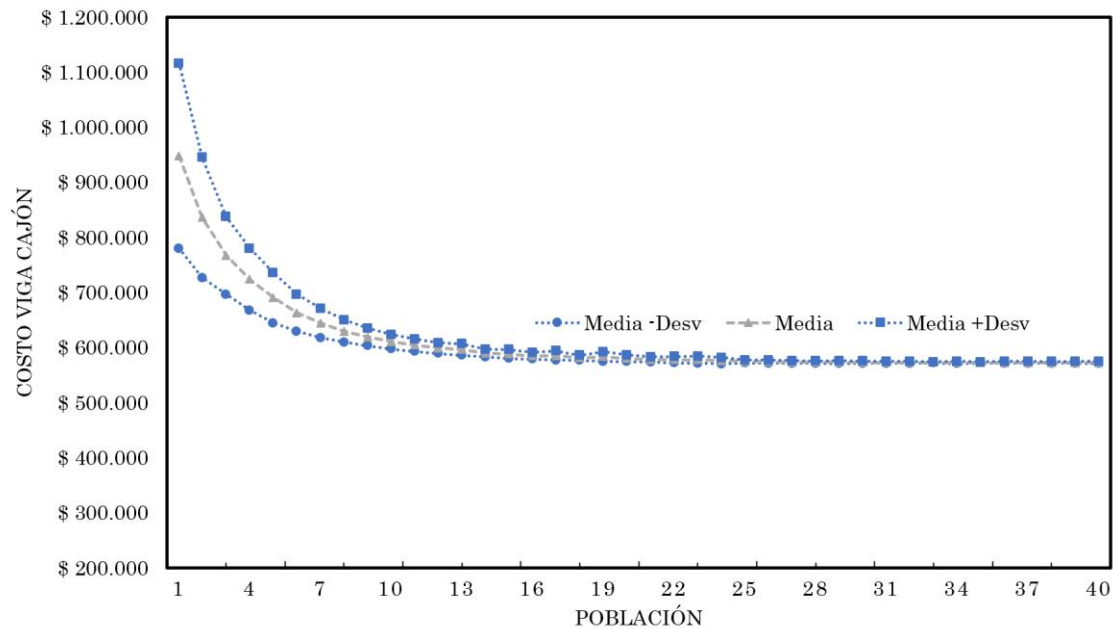


Figura VII.3 Gráfico de convergencia de AG del resultado N°2 (Fuente: Elaboración propia).

De la convergencia del algoritmo se presenta al individuo optimo, sus características y su representación gráfica en las tablas: tabla VII.5 y tabla VII.6, y en la Figura. VII.4.

Tabla VII.5. Individuo “óptimo” del resultado N°2.

Nro.	Variable	Símbolo	Valor del parámetro (m)
X1	Espesor de la losa superior (m)	Es	0,175
X2	Espesor de la losa inferior (m)	Ei	0,14
X3	Altura de la sección (m)	H	2,475
X4	Espesor del alma (m)	Ew	0,25
X5	Longitud de voladizo (m)	Lv	2,5

Tabla VII.6. Variables geométricas y costo por metro del resultado N°2.

Variable	Símbolo	Valor
Acero de postesado (m2/m)	Aps	0,0315
Acero convencional (m2/m)	As	0,0112
Sección de hormigón (m2/m)	Área_H_total	6,8172
Costo viga cajón (\$/m)	Costo_viga	\$572.761

7.1.2.1 Sección cajón multicelular resultado N°2

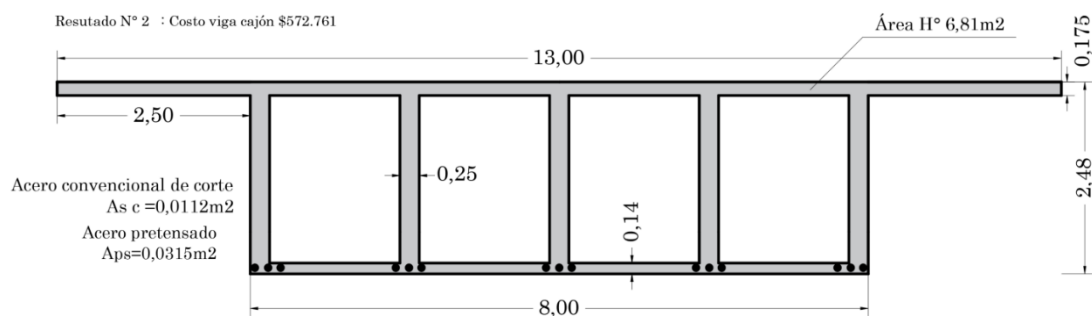


Figura VII.4 Sección cajón multicelular resultado N°2 (Fuente: Elaboración propia).

7.1.2.2 Comentarios de los resultados N°2

En este caso, al aumentar la luz del puente, se espera que las solicitaciones tanto de sobrecarga como permanentes, cobren mayor importancia, requiriendo un mayor espesor de la losa superior e inferior o del alma de la viga cajón; sin embargo, el algoritmo arroja los mismos espesores mínimos para el diseño óptimo de la viga cajón multicelular, pero, aumentando considerablemente la altura, pasando de 1,48m a 2,48m.

De esta forma, se comprende la importancia de minimizar las cargas permanentes de la superestructura para lograr el menor costo posible.

Así, en ambos casos, el AG concluye que en términos económicos que conviene mantener los espesores al mínimo y plantear una altura óptima que genere un brazo de palanca necesario entre el acero y la capa de compresión para resistir las solicitaciones.

De todas formas, se podría pensar que esta situación se debe a la gran diferencia entre cargas permanentes y sobrecargas existentes, en donde las primeras se sobreponen a las últimas.

Debido a esto, se plantea un tercer caso en donde se aumentan un 50% las sobrecargas, adquiriendo estas un mayor protagonismo.

7.1.3 Resultado N°3

Con el objetivo de analizar todos los casos posibles y comprender en profundidad los resultados del AG, se plantea un tercer caso en donde la sobrecarga adquiere más protagonismo frente a las cargas permanentes en comparación con los otros escenarios presentados.

Así, se aumentan las sobrecargas vehiculares en 50% (situación altamente probable debido a que el reglamento solamente considera un camión de diseño transcurriendo por el tramo del puente diseñado) y se mantiene la luz de 30 metros y un análisis meramente longitudinal.

Tabla VII.7. Resultado N°3, Condiciones generales.			
Geometría y cargas	Análisis	Restricciones	AG
Luz de 30m Cargas convencionales y una mayor sobrecarga	Verificaciones longitudinales	Restricciones superior e inferior para todas las variables de la viga cajón	5000 individuos por población 40 poblaciones para converger

Luego de la aplicación del AG se observa una convergencia en la población 40 con un costo de viga cajón por metro de \$429.9781, para una luz de 30 metros, también se logra la convergencia en la población 40 como se visualiza en la Figura. VII.5.

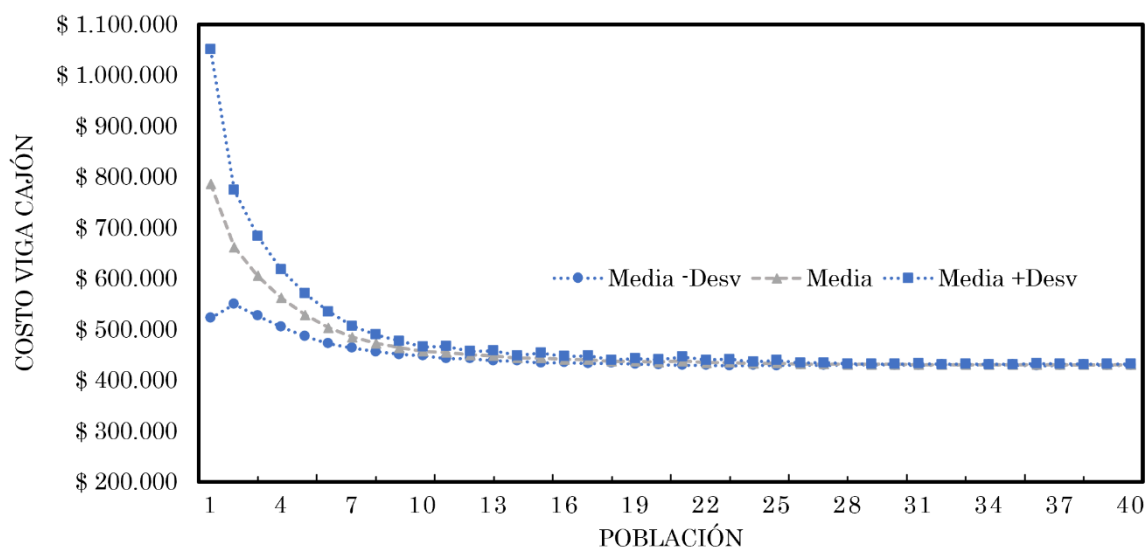


Figura VII.5 Gráfico de convergencia de AG del resultado N°3 (Fuente: Elaboración propia).

Los resultados del individuo óptimo y sus características son presentados en las tablas y figuras siguientes.

Tabla VII.8. Individuo “óptimo” del resultado N°3.

Nro.	Variable	Símbolo	Valor del parámetro (m)
X1	Espesor de la losa superior (m)	Es	0,175
X2	Espesor de la losa inferior (m)	Ei	0,14
X3	Altura de la sección (m)	H	1,5885
X4	Espesor del alma (m)	Ew	0,25
X5	Longitud de voladizo (m)	Lv	2,5

Tabla VII.9. Variables geométricas y costo por metro del resultado N°3.

Variable	Símbolo	Valor
----------	---------	-------

Acero de postesado (m2/m)	Aps	0,0210
Acero convencional (m2/m)	As	0,0098
Sección de hormigón (m2/m)	Área_H_total	5,442
Costo viga cajón (\$/m)	Costo_viga	\$429.978

7.1.3.1 Sección cajón multicelular resultado N°3

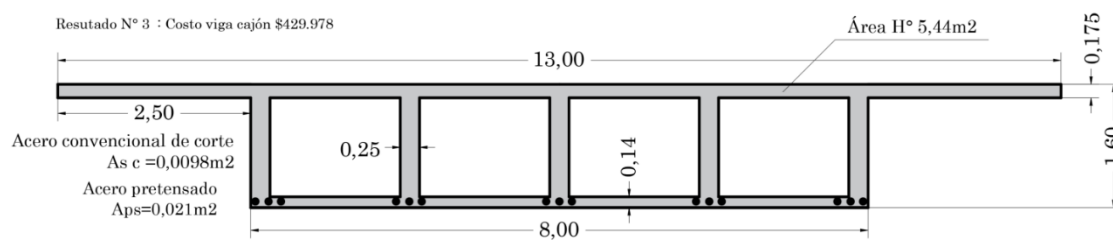


Figura VII.6 Sección cajón multicelular resultado N°3 (Fuente: Elaboración propia).

7.1.3.2 Comentarios de los resultados N°3

A pesar de haber considerado el aumento de la sobrecarga para evaluar el comportamiento del puente bajo estas condiciones, se observa que la sección óptima de viga cajón es similar a los casos anteriores, con espesores mínimos y longitudes de voladizos máximos.

Nuevamente el enfoque de minimizar los espesores para conseguir la sección más económica se relaciona con la importancia de disminuir las cargas solicitadas al puente.

Siendo que una sección de hormigón reducida implica menor carga, menor carga resulta en menores solicitaciones, esto permite reducir las cuantías de acero postesado y acero convencional.

Por otro lado, se observa a la variable longitud de voladizo lateral “Lv” tendiendo a su valor máximo, esto significa que el AG interpreta que mientras más largo sea el voladizo mejor es el comportamiento mecánico de la estructura y menores son los costos que se generan.

Esto es una deducción errónea ya que en estos resultados presentados se utilizó una función objetivo que solamente analiza las solicitudes longitudinales del puente, lo cual

significa que la variable “ L_v ” podría alcanzar valores máximos sin cumplir las verificaciones mecánicas. Por ende, se sugiere una mejora de la función objetivo adicionando un análisis transversal de la sección.

7.1.4 Resultado N°4

Con el objetivo de comprender cuales serían los requerimientos geométricos mínimos que debería cumplir las partes de la sección cajón y a su vez entender el rol que cumple cada una de estas partes en términos mecánicos, se propone ejecutar el algoritmo de forma libre, sin imponer restricciones a sus variables.

Esto permitirá al algoritmo explorar de forma más amplia el espacio de posibilidades y por otro lado los resultados derivados de estas consideraciones se prevé que consideren factores principalmente mecánicos y económicos excluyendo así los factores constructivos; esto no permitiría obtener resultados aplicables a la realidad, pero si dará un mayor entendimiento del rol mecánico que cumplen las partes de la sección cajón.

Las condiciones generales del planteo se incorporan en la **Tabla VII.10.**

Tabla VII.10. Resultado N°4: Condiciones generales.			
Geometría y cargas	Análisis		
Luz de 30m Cargas convencionales	Verificaciones longitudinales	Sin restricciones, excepto en L_v	5000 individuos por población 100 poblaciones para converger

Al ejecutar el AG de forma libre, se observa una mayor dispersión de los individuos de la población, aún si se logra una rápida convergencia y el individuo óptimo determinado tiene un costo de \$205.546 (Figura. VII.7).

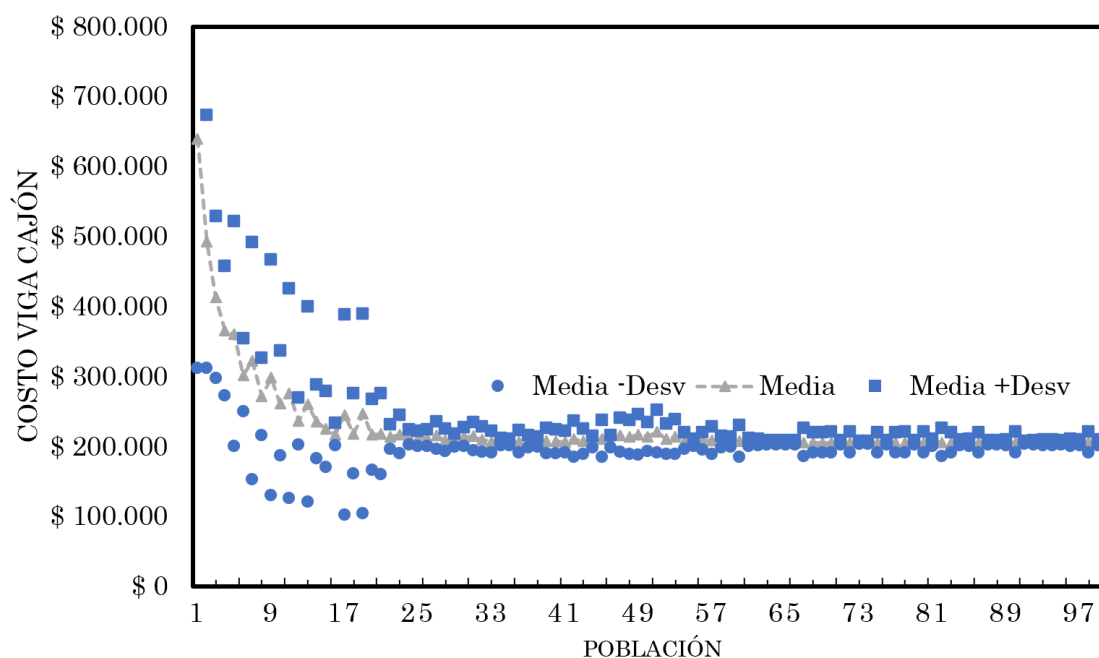


Figura VII.7 Gráfico de convergencia de AG del resultado N°4 (Fuente: Elaboración propia).

Los resultados del individuo óptimo y sus características son presentados en las tablas y figuras siguientes. Tabla VII.11, Tabla VII.12 y Figura. VII.8.

Tabla VII.11. Individuo “óptimo” del resultado N°4.

Nro.	Variable	Símbolo	Valor del parámetro (m)
X1	Espesor de la losa superior (m)	Es	0,044
X2	Espesor de la losa inferior (m)	Ei	0,00001
X3	Altura de la sección (m)	H	1,854
X4	Espesor del alma (m)	Ew	0,053
X5	Longitud de voladizo (m)	Lv	2,999

Tabla VII.12. Variables geométricas y costo por metro del resultado N°4.

Variable	Símbolo	Valor
Acero de postesado (m2/m)	Aps	0,0126
Acero convencional (m2/m)	As	0,0077
Sección de hormigón (m2/m)	Área_H_total	1,808
Costo viga cajón (\$/m)	Costo_viga	\$205.546

7.1.4.1 Sección cajón multicelular resultado N°4

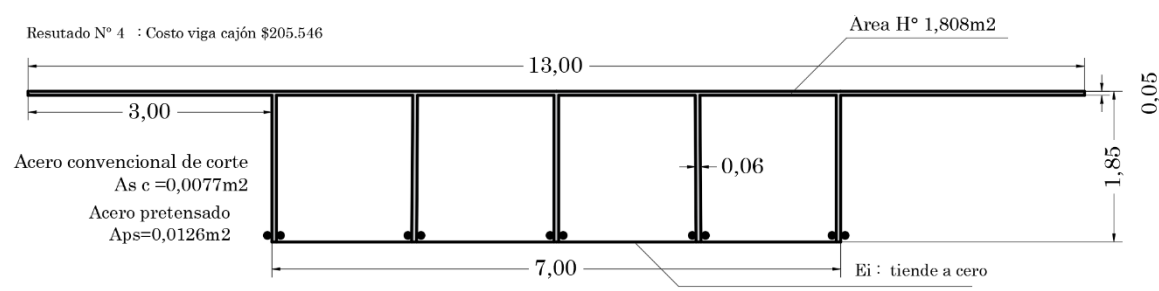


Figura VII.8 Sección cajón multicelular resultado N°4 (Fuente: Elaboración propia).

7.1.4.2 Comentarios de los resultados N°4

Al ejecutar el algoritmo sin restricciones constructivas, se observa una tendencia de minimización de los espesores, tal es así que, para el estado de cargas presentado en el caso de estudio, solamente es necesario un espesor de 5 cm de losa superior y almas de 6 cm.

A su vez, el algoritmo eliminó la losa inferior por completo y estableció una mayor altura de la sección con respecto a casos anteriores lo cual implica una sección transversal extremadamente esbelta.

De más está decir que se trata de una sección cajón imposible de ejecutar ya que sus partes son incapaces de contener las armaduras de postesado y los espesores de sus partes son “absurdas”.

Aun así, son varios los puntos o conclusiones que se pueden obtener de estos resultados:

En primer lugar, se observa como la losa inferior no cumple ningún rol mecánico dentro de las verificaciones de un puente de viga cajón simplemente apoyado, esto se debe a la vinculación isostática del puente en donde no se generan momentos negativos en toda la longitud de la viga y por ende la única función de la losa inferior corresponde a la contención segura de los cables de postesado.

Así, se llega a la conclusión de que, para puentes rectos, simplemente apoyados y de luces intermedias no es recomendable el uso de vigas cajón y es preferible el uso de vigas postesadas “I” simplemente apoyadas, que pueden generar secciones homogéneas del puente sin una losa inferior, que se puede observar, no cumple una función mecánica en puentes de estas características y solicitaciones.

Por el contrario, estas consideraciones no son válidas para puentes con una traza curva en donde la resistencia a torsión cobra mayor importancia y en este sentido una sección cajón podrían ser más satisfactoria términos de resistencia a la torsión que las vigas “I” previamente mencionadas.

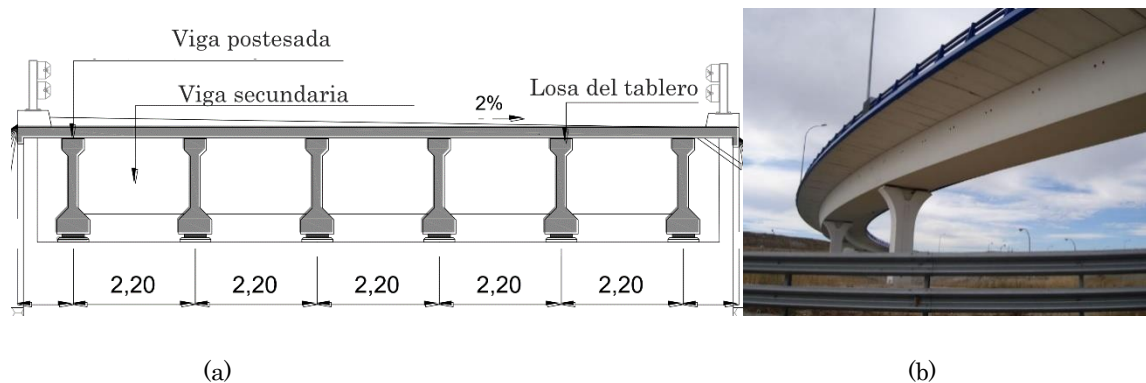


Figura VII.9 a): Puente de vigas “I”. Fuente: Catedra hormigón armado UNNE. b) Puente curvo solicitado a torsión (Fuente: Pacadar).

También, se puede observar cómo los espesores de las almas de la sección se mantienen bastante reducidos (6cm), esto es un resultado llamativo considerando que se trata de una variable de mucha importancia en la verificación de la sección frente a los esfuerzos de corte.

A pesar de esto el algoritmo muestra cómo es preferible disminuir el peso del puente a partir de la reducción del espesor de las almas y resistir las solicitaciones de corte con estribos de acero convencional, en este sentido los espesores del alma pierden relevancia en cuanto a su función mecánica resistente dentro de la sección y se transforman en variables más constructivas, enfocadas en la contención de los cables de postensados y en la generación del “brazo de palanca” entre la losa inferior y la superior.

Otra suposición relevante se relaciona a la maximización de la longitud de voladizo lateral de la sección, por un lado, esto es evidente puesto que la función objetivo en los resultados N° 4 no contiene un análisis transversal de la sección y por otro lado esto ocurre debido a que se está analizando una viga simplemente apoyada en donde la capa de compresión solamente es necesaria en la parte superior.

A su vez una mayor longitud de los voladizos laterales implica una reducción del ancho de la losa inferior, lo cual representa una disminución en el peso de la sección como previamente fue mencionado, lo que confirma ciertos diseños más avanzados de viga cajón estudiados en otros capítulos, como la sección cajón con puntales laterales.

Esta sección permite desarrollar una mayor longitud de los voladizos laterales, mejorando la economía y el peso del puente (Figura. VII.10).

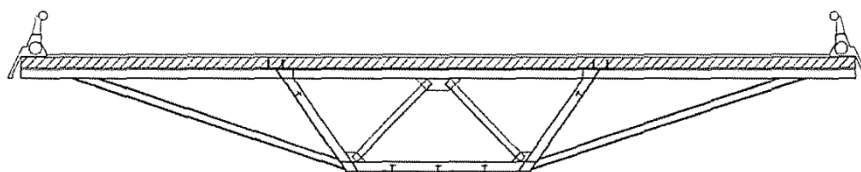


Figura VII.10 Sección de puente con voladizos apoyados sobre puntales laterales (Fuente: [14]).

A raíz de las observaciones realizadas es necesario introducir una mejora en la función objetivo del AG para considerar de alguna forma las solicitaciones transversales en los voladizos, lo cual permitirá obtener resultados con una mayor aproximación a las solicitaciones a las cuales estará sometido el puente.

7.1.5 Resultado N°5

Para los siguientes resultados se utilizó una función objetivo la cual considera un análisis longitudinal de todas las solicitaciones y transversal relacionado con los voladizos laterales; también se ejecutó el algoritmo con libertad en cuanto a sus variables.

Tabla VII.13. Resultado N°5: Condiciones generales.			
Geometría y cargas	Análisis	Restricciones	AG
Luz de 30m Cargas convencionales	Verificaciones longitudinales y transversales	Sin restricciones	5000 individuos por población 100 poblaciones para converger

Al ejecutar el AG se observa una importante exploración en cuanto a los individuos de la población. En la población numero 100 el algoritmo converge y el individuo óptimo determinado genera una viga cajón con un costo de \$319.673 (Figura. VII.11).

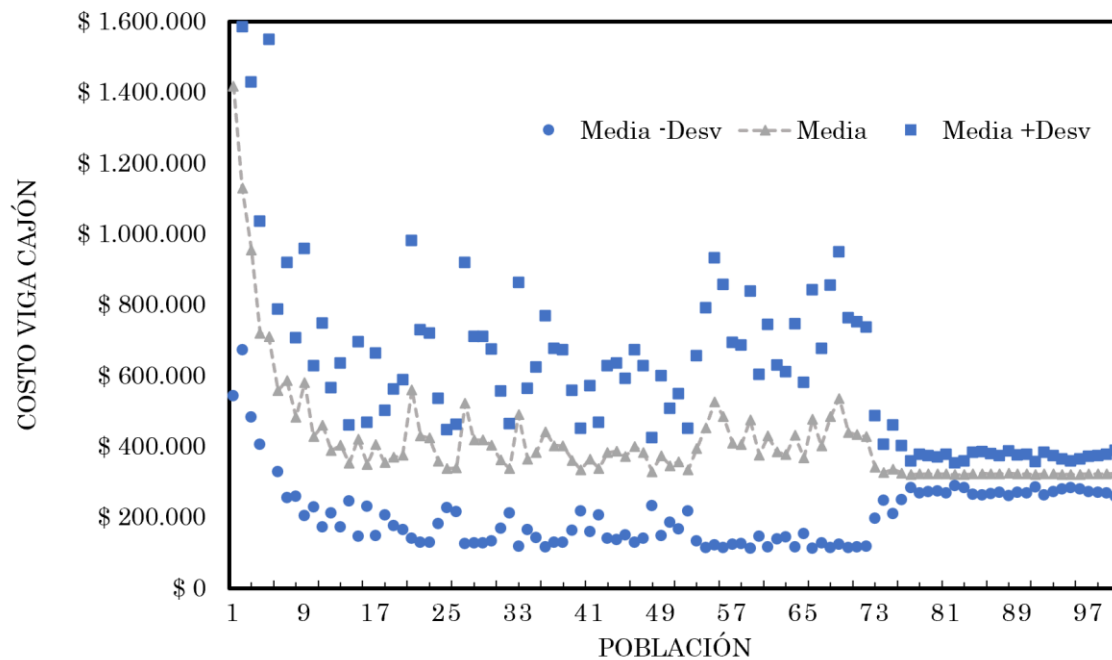


Figura VII.11 Gráfico de convergencia de AG del resultado N°5 (Fuente: Elaboración propia).

Los resultados del individuo óptimo y sus características son presentados en las tablas y figuras siguientes. Tabla VII.14, Tabla VII.15 y Figura. VII.12.

Tabla VII.14. Individuo “óptimo” del resultado N°5.

Nro.	Variable	Símbolo	Valor del parámetro (m)
X1	Espesor de la losa superior (m)	Es	0,131
X2	Espesor de la losa inferior (m)	Ei	0,00001
X3	Altura de la sección (m)	H	1,434
X4	Espesor del alma (m)	Ew	0,1306
X5	Longitud de voladizo (m)	Lv	0,937

Tabla VII.15. Variables geométricas y costo por metro del resultado N°5.

Variable	Símbolo	Valor
Acero de postesado (m ² /m)	Aps	0,0189
Acero convencional (m ² /m)	As	0,0089
Sección de hormigón (m ² /m)	Área_H_total	3,29
Costo viga cajón (\$/m)	Costo viga	\$319.673

7.1.5.1 Sección cajón multicelular resultado N°5

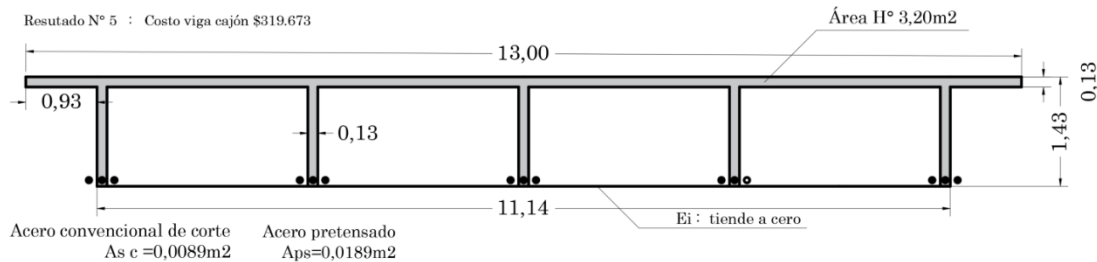


Figura VII.12 Sección cajón multicelular resultado N°5 (Fuente: Elaboración propia).

7.1.5.2 Comentarios de los resultados N°5

Luego de introducir el análisis transversal y a pesar de ejecutar el AG sin restricciones, se obtuvieron resultados más realistas. Con espesores de la losa superior y el alma de la sección rondando los 0,13m el individuo óptimo del resultado N°5 disminuyó la longitud de los voladizos laterales y la altura total de la sección en comparación con los resultados previos; asimismo la losa inferior fue eliminada, reafirmando su falta de protagonismo en la funcionalidad mecánica de la sección.

A partir de estos avances en la función objetivo se pueden volver a introducir las restricciones constructivas y terminar de desarrollar el AG para el predimensionado óptimo del caso de estudio.

7.1.6 Resultado N°6: Sección óptima de la viga cajón

Con la introducción del análisis transversal y longitudinal de la función objetivos, se ejecuta el AG con las restricciones mecánicas para obtener finalmente la sección óptima predimensionada a partir de este método computacional. El individuo óptimo de estos resultados corresponde a la sección multicelular que será comparada con la sección del puente del capítulo 5.

Tabla VII.16. Resultado N°6: Condiciones generales.			
Geometría y cargas	Análisis	Restricciones	AG
Luz de 30m Cargas convencionales	Verificaciones longitudinales y transversales	Con restricciones	5000 individuos por población 40 poblaciones para converger

La sección cajón óptima obtenida a partir del algoritmo genético tiene un costo de \$443.951 y el desarrollo del AG para la obtención de la misma se visualiza en el siguiente esquema (Figura. VII.11).

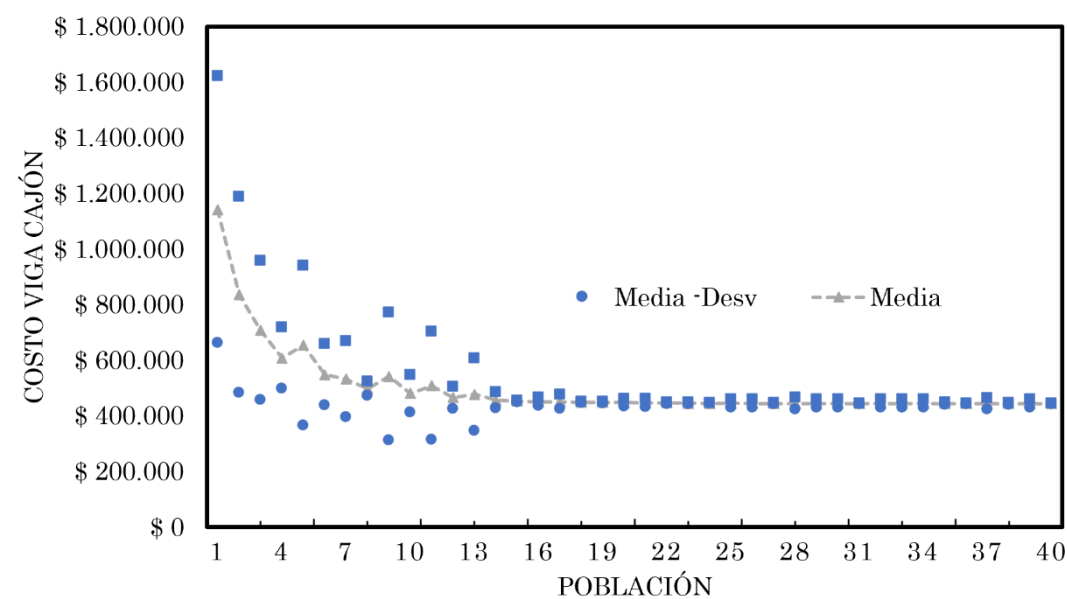


Figura VII.13 Gráfico de convergencia de AG del resultado N°6 (Fuente: Elaboración propia).

Los resultados del individuo óptimo y sus características son presentados en las tablas y figuras siguientes: Tabla VII.17, Tabla VII.18 y Figura. VII.14.

Tabla VII.17. Individuo “óptimo” del resultado N°6

Nro.	Variable	Símbolo	Valor del parámetro (m)
X1	Espesor de la losa superior (m)	Es	0,175
X2	Espesor de la losa inferior (m)	Ei	0,14
X3	Altura de la sección (m)	H	1,54
X4	Espesor del alma (m)	Ew	0,25
X5	Longitud de voladizo (m)	Lv	1,15

Tabla VII.18. Variables geométricas y costo por metro del resultado N°6.

Variable	Símbolo	Valor
Acero de postesado (m2/m)	Aps	0,0189
Acero convencional (m2/m)	As	0,0125
Sección de hormigón (m2/m)	Área_H_total	5,89
Costo viga cajón (\$/m)	Costo_viga	\$443.951

7.1.6.1 Sección cajón multicelular resultado N°6

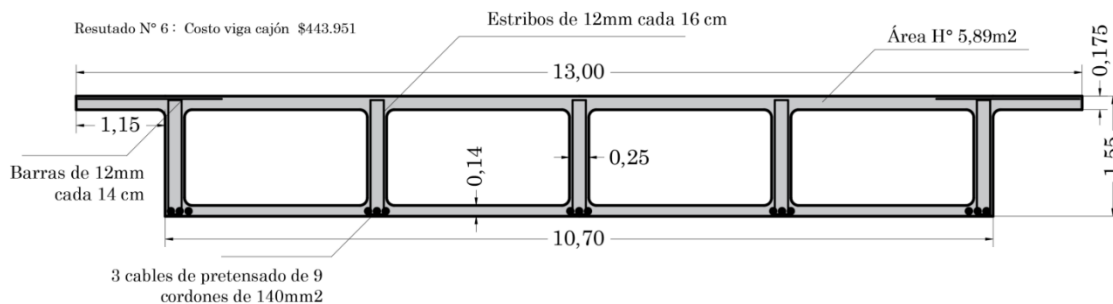


Figura VII.14 Sección cajón multicelular resultado N°6 (Fuente: Elaboración propia).

7.1.6.2 Comentarios de los resultados N°6

A partir de estos resultados se obtuvo la sección predimensionada del cajón de estudio con un costo de \$443.951. Si bien el AG minimizó las variables de los espesores de la losa superior, inferior y de las almas del puente, dicha sección cumple las verificaciones tanto longitudinales como verticales que fueron impuestas, esto permite concluir en que se trata de variables principalmente constructivas y que a su vez los métodos tradicionales de cálculo en donde los reglamentos presentan valores mínimos para inicial el predimensionamiento suponen ser una metodología satisfactoria.

Ahora bien, el algoritmo genético supo determinar la altura y la longitud transversal óptima de la sección más allá de un valor mínimo o máximo de las restricciones impuestas; es decir que estas últimas variables son las que mayor libertad tienen en cuanto al planteo de un predimensionamiento por parte de un ingeniero.

Finalmente, una comparación entre el predimensionamiento realizado en el capítulo 5 y la sección óptima determinada por el algoritmo genético del resultado N° 6 serán comparadas en su correspondiente apartado.

7.1.7 Resultado N°7: Uso del AG para el predimensionado de “H” y “Lv”

En los resultados anteriores se concluyó en que el algoritmo tiende a minimizar las variables de los espesores debido al carácter mecánico y económico de la función objetivo.

Asimismo, se podría decir del algoritmo de si es capaz de determinar la altura óptima de la sección y la longitud transversal de los voladizos. En este sentido se presenta la aplicación del AG para la determinación de la altura y la longitud optima de la sección a partir de imponer los espesores de las variables restantes.

Tabla VII.19. Resultado N°6: Condiciones generales.			
Geometría y cargas	Análisis	Restricciones	AG
Luz de 30m Cargas convencionales	Verificaciones longitudinales y transversales	Con Es, Ei y Ew fijos	5000 individuos por población 40 poblaciones para converger

La convergencia del algoritmo se da en la población número 50 y se visualiza en la Figura. VII.15.

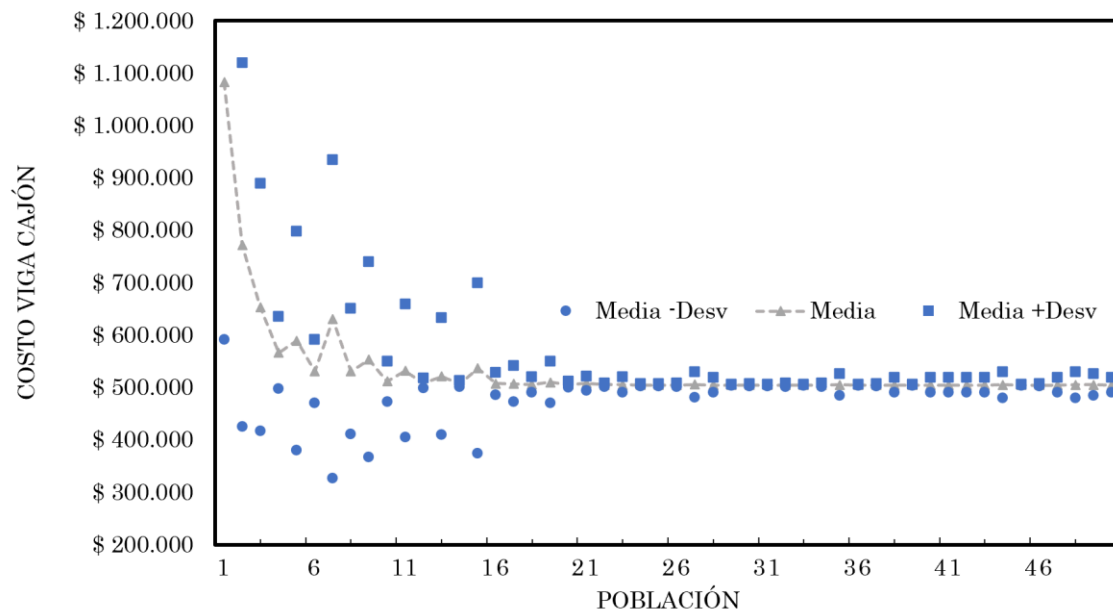


Figura VII.15 Sección cajón multicelular resultado N°7 (Fuente: Elaboración propia).

En este caso y a partir de imponer espesores de 20cm para la losa superior, inferior y 30cm para las alas de la viga se obtiene una solución óptima con una altura de 1,62m y una longitud de voladizos laterales de 1,5m. Dicha sección tiene un costo de \$504.479 por metro.

Los resultados del individuo óptimo y sus características son presentados en las tablas y figuras siguientes: Tabla VII.20, Tabla VII.21 y Figura. VII.16.

Tabla VII.20. Individuo “óptimo” del resultado N°7.

Nro.	Variable	Símbolo	Valor del parámetro (m)
X1	Espesor de la losa superior (m)	Es	0,20
X2	Espesor de la losa inferior (m)	Ei	0,20
X3	Altura de la sección (m)	H	1,62
X4	Espesor del alma (m)	Ew	0,30
X5	Longitud de voladizo (m)	Lv	1,51

Tabla VII.21. Variables geométricas y costo por metro del resultado N°7.

Variable	Símbolo	Valor
Acero de postesado (m ² /m)	Aps	0,0189
Acero convencional (m ² /m)	As	0,0160
Sección de hormigón (m ² /m)	Área_H_total	6,98
Costo viga cajón (\$/m)	Costo_viga	\$504.479

7.1.7.1 Sección cajón multicelular resultado N°6

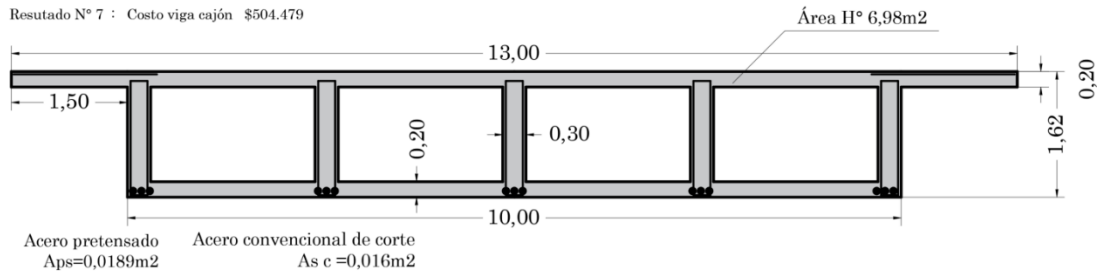


Figura VII.16 Sección cajón multicelular resultado N°7 (Fuente: Elaboración propia).

7.1.7.2 Comentarios de los resultados N°7

En este caso se impuso un valor a los espesores de la sección y se determinó así la altura y la longitud transversal de los voladizos optima y así se observa otra de las formas en las cuales el AG puede asistir al prediseño de un puente de viga cajón postesada.

7.2 Comparación de secciones de viga cajón multicelular

En lineamiento con los objetivos propios de este trabajo se presenta la comparación de la sección cajón multicelular predimensionada a partir de los “métodos tradicionales”, es decir a partir de las recomendaciones de la bibliografía elegida para obtener el prediseño y la sección cajón obtenida a partir del algoritmo genéticos, es decir, la sección presentada en los resultados N° 6.

Dichos resultados se presentan en las Tablas VII.22 y 23.

Tabla VII.22. Comparación dimensiones de secciones cajón.

Símbolo	Variable	Métodos tradicionales	Sección AG
Es	Espesor de la losa superior (m)	0,25	0,175
Ei	Espesor de la losa inferior (m)	0,18	0,14
H	Altura de la sección (m)	1,35	1,54
Ew	Espesor del alma (m)	0,30	0,25
Lv	Longitud de voladizo (m)	1,50	1,15

Tabla VII.23. Comparaciones variables geométricas y costo por metro.

Símbolo	Variable	Métodos tradicionales	Sección AG
Aps	Acero de postesado (m2/m)	0,0210	0,0189
As	Acero convencional (m2/m)	0,0233	0,0125
Área_Htotal	Sección de hormigón (m2/m)	6,78	5,89
Costo_viga	Costo viga cajón (\$/m)	\$552.340	\$443.951

7.2.1 Esquemas de secciones cajón multicelulares

A continuación, se presentan los esquemas tanto bidimensionales como tridimensionales para apreciar las diferencias de las dos secciones comparadas.

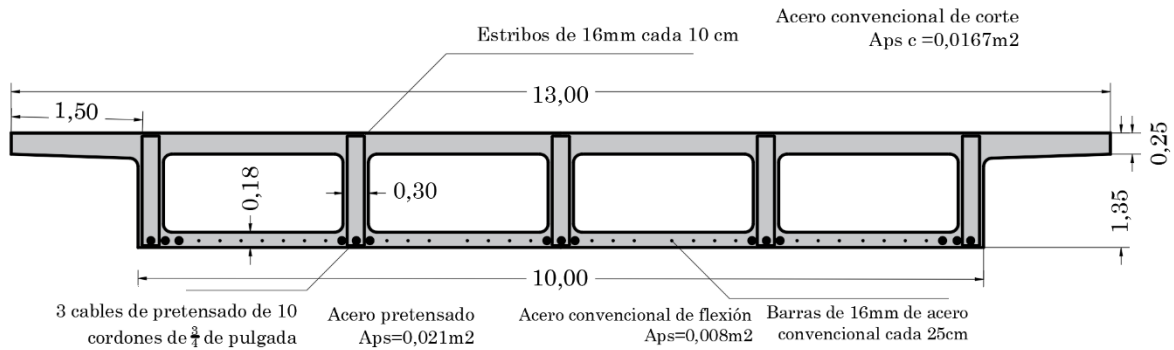


Figura VII.17 Sección cajón multicelular obtenida por métodos tradicionales (Sección 1) (Fuente: Elaboración propia).

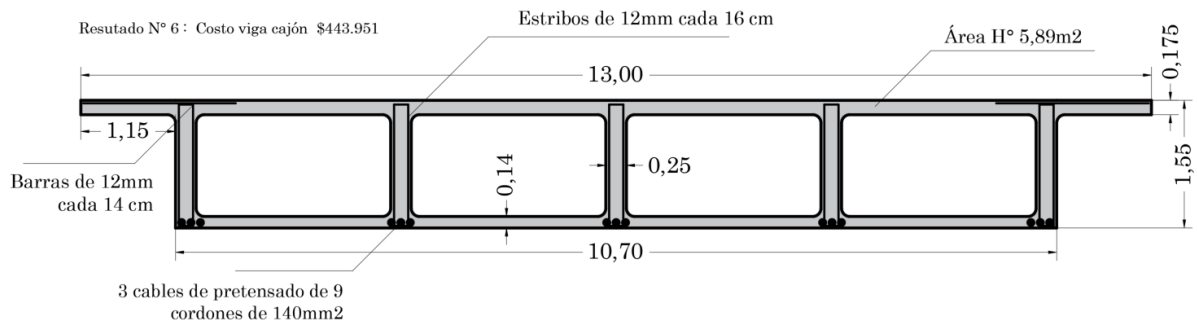


Figura VII.18 Sección cajón multicelular obtenida por optimización mediante AG (Sección 2) (Fuente: Elaboración propia).

Comparación entre secciones

Al observar ambas secciones se pueden notar apreciables diferencias entre ellas, en primer lugar, se observa a la sección obtenida a partir de métodos tradicionales (que se denominará sección 1) da un grosor superior al predimensionamiento obtenido mediante el desarrollo del AG (dicha sección se denominará como sección 2); esto se debe a que el algoritmo genético minimizó los espesores de la sección con el propósito de disminuir las cargas permanentes del puente y así reducir los costos.

Esto se ve representado en los costos de las secciones, puesto que la sección 1 tiene un costo de \$552.340 frente a la sección 2 (optimizada) \$443.951, suponiendo esto una reducción económica del 20%.

Consecuentemente se dá por logrado uno de los objetivos centrales del trabajo, ya que el algoritmo genético fue capaz de optimizar la sección y reducir los costos a partir de esto.

De todas formas, es importante destacar la simplificación de cargas y la específica selección de verificaciones adoptadas para la formulación de la función objetivo. Las mismas implican que las secciones obtenidas mediante el AG solamente tienen el carácter de prediseño y deberán ser analizadas a partir del completo procedimiento de cálculo propuesto por la normativa.

7.2.2 Modelos de secciones cajón multicelulares

7.2.2.1 Sección obtenida por métodos tradicionales



Figura VII.19 Vista isométrica predimensionamiento de puente sección cajón a partir de métodos tradicionales (Fuente: Elaboración propia).



Figura VII.20 Vista longitudinal predimensionamiento de puente sección cajón a partir de métodos tradicionales (Fuente: Elaboración propia).

7.2.2.2 Sección obtenida por AG



Figura VII.21 Vista isométrica predimensionamiento de puente sección cajón a partir de AG
(Fuente: Elaboración propia).



Figura VII.22 Vista longitudinal predimensionamiento de puente sección cajón a partir de AG.
(Fuente: Elaboración propia).

7.2.2.3 Comparación de secciones en modelo



(a)



(b)

Figura VII.23 (a) Vista transversal puente sección cajón a partir de métodos tradicionales (b) Vista transversal puente sección cajón a partir AG (Fuente: Elaboración propia).

7.3 Conclusiones y recomendaciones

7.3.1 Conclusiones

En el presente estudio se ha desarrollado un algoritmo genético con el propósito de optimizar un puente de sección cajón multicelular.

Como resultado se ha creado una herramienta computacional que posee el potencial de brindar asistencia a los ingenieros en el proceso de predimensionado estructural y a partir de esto se presentan las conclusiones, reflexiones y recomendaciones derivadas de la investigación realizada.

Considerando el objetivo central de este trabajo, se ha logrado desarrollar una herramienta computacional capaz de explorar diferentes alternativas de sección cajón multicelular y determinar cuál de ellas representa el prediseño óptimo en términos económicos.

En ese sentido esta herramienta podría ser empleada para el predimensionamiento de secciones de puentes con características similares al caso de estudio, mejorando así el proceso iterativo del diseño estructural, esto se debe a que en principio se partiría con un diseño inicial que cumple varias verificaciones mecánicas reglamentarias y representa la geometría que genera los menores costos.

Sin embargo, para transformar el presente algoritmo en una herramienta capaz de integrarse a un programa de cálculo estructural para asistir u optimizar el diseño de puentes es necesario:

- Incluir la totalidad de cargas establecidas por las normativas pertinentes.
- Ampliar el análisis mecánico para considerar todas las condiciones de cargas y solicitaciones posibles.
- Introducir un análisis que contemple la constructibilidad de la sección, considerando restricciones prácticas y factores de ejecución en obra.

En relación al comportamiento mecánico y funcional de las distintas partes de la sección cajón multicelular se puede concluir que con los resultados obtenidos mediante el Algoritmo Genético (AG) en el caso de estudio elegido algunas de las variables geométricas

cumplen un rol preponderantemente constructivo, lo cual implica que dado que el AG desarrollado se sustenta sobre un análisis fundamentalmente mecánico y económico, no es capaz de obtener valores útiles para dichas variables más allá de sus restricciones constructivas mínimas. Estas variables corresponden al espesor de losa inferior, superior y las almas de la sección cajón.

En contraste con esto, el algoritmo es capaz de determinar de forma eficiente los valores ideales de altura de la sección y longitud lateral del voladizo para optimizar los costos del puente.

Eso se debe a que estas variables desempeñan un rol fundamental en la resistencia y funcionalidad de la sección; por un lado, la altura de la sección guarda relación con el momento de inercia del puente, mientras que la longitud del voladizo influye en el ancho de la capa de compresión superior.

Asimismo, el AG puede determinar un valor ideal para estas variables dentro de las restricciones impuestas, ya que un incremento excesivo de las mismas implica un aumento de los costos o la introducción de otras soluciones constructivas, como la aplicación de puntales inferiores en el caso de longitudes laterales del voladizo excesivas.

Caso contrario ocurre con las variables meramente constructivas, en donde en todos los casos ejecutados el AG prefirió disminuir estos espesores con el fin de obtener una reducción de las cargas y mejorar la capacidad resistente de la sección a partir de un aumento de la altura.

Como fueran mencionadas, las variables relacionadas con los espesores de la sección cumplen principalmente una función constructiva y a partir de esto se concluye recomendar a los diseñadores estructurales a enfocarse en resolver los aspectos constructivos de estas variables y mantenerlas al mínimo disponible, con el propósito de mejorar la economía de un puente. No obstante, se considera más importante realizar un análisis más detallado de la altura de la sección y sus dimensiones transversales.

En el desarrollo de la herramienta computacional se concluye que la elección de los operadores genéticos realizados fue coherente para la resolución del problema planteado, aunque la cantidad de individuos por población, fijada en 5000, podría considerarse

excesiva en términos de coste computacional, resultó ser satisfactoria para una exploración adecuada del método. Esta herramienta logra determinar al individuo óptimo en 40 a 240 segundos, según el criterio de convergencia adoptado.

Los operadores probabilísticos seleccionados, como la selección por ruleta, el cruce de un punto y uniforme y la mutación de un bit dentro de los individuos, demostraron ser eficientes en el desarrollo del algoritmo. Esta selección es coherente dado que se optó por utilizar operadores ampliamente utilizados y validados por otros investigadores.

La inclusión del operador “élite” mejoró sustancialmente la convergencia del algoritmo y supone ser una técnica indispensable para la reducción del costo computacional del mismo.

Los criterios de convergencia variaron en función del objetivo de exploración establecidos para cada resultado; en términos generales se observó una convergencia del costo mínimo de la sección del puente a partir de la población número 40.

Si se pretende aplicar el algoritmo para otros casos de estudio, sería necesario realizar modificaciones en la función objetivo desarrollada, esto se debe a que fue diseñada específicamente para la tipología estructural del puente elegido y en consecuencia la herramienta computacional desarrollada no se caracteriza por una alta robustez, pero si supone ser una herramienta altamente flexible y adaptable a otros casos de estudios mediante la adecuación de la función objetivo.

Finalmente, el presente trabajo ha contribuido a mejorar la comprensión de la sección cajón multicelular y sus componentes, destacando la importancia de la constructibilidad de las mismas en comparación con sus funciones mecánicas.

Asimismo, se ha desarrollado una herramienta computacional que permitió integrar dos áreas del conocimiento: la ingeniería estructural y la ingeniería computacional.

En este sentido se espera que este estudio sirva de base para el avance del cálculo de puentes con esta tipología estructural o para el desarrollo de nuevas herramientas computacionales de optimización que asistan en el proceso de diseño y permita aprovechar todos los beneficios y ventajas que implica optimizar los procesos y diseños de la ingeniería.

7.3.2 Recomendaciones

Se presentan para futuros desarrollos o mejoras de la herramienta propuesta:

1. Desarrollar una función objetivo que incorpore un mayor número de verificaciones reglamentarias, amplie la consideración de las cargas e incluya un análisis constructivo, esto permitiría obtener, a través del AG, un prediseño con una mayor probabilidad de representar el diseño final a ser construido.
2. Mejorar el costo computacional del AG, optimizando el número de individuos por población y ajustando los criterios de convergencia, lo cual facilitaría la adaptación e integración de esta herramienta computacional a programas de cálculo estructural disponibles en el mercado.
3. Ampliar la noción de individuo “óptimo” con el objetivo de obtener secciones que cumplan otras condiciones más allá de aspectos económicos y mecánicos; en este sentido algunos objetivos alternativos para los cuales se podrían desarrollar esta herramienta incluyen: un análisis constructivo en el cual se obtendría la sección óptima considerando otras variables como encofrados disponibles o consideraciones tecnologías disponibles en una determinada región; consideraciones financieras como la determinación de la sección que minimice el tiempo de ejecución o metas ambientales como la optimización de la sección con el objetivo de generar un puente con la menor huella de carbono.
4. Explorar la aplicación de otros operadores probabilísticos para evaluar distintos resultados del algoritmo genético y potenciar aún más su eficiencia y versatilidad.

A partir de estas recomendaciones se busca enriquecer y expandir las capacidades de este tipo de herramientas computacionales, permitiendo una aplicación más amplia en diversas problemáticas del diseño estructural y de la ingeniería.

8 Bibliografía

- [1] Schlaich J, Scheef H. Concrete Box-Girder Bridges. International Association for Bridge and Structural Engineering, IABSE. Stuttgart, 1982.
- [2] Alonso, L. C. (2022, 31 agosto). *Nuevo puente sobre el río Paraguay en Asunción / Hormigón y Acero*. <http://www.hormigonyacero.com/index.php/ache/article/view/2355>
- [3] Ariñez Fernández, Freddy Alexandro (2012). *Criterios para la optimización del predimensionamiento de puentes de sección cajón*. Tesis (Master), E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos (UPM).
- [4] Exequiel Soldano . (2018). Estudio del comportamiento de la sección cajón del tablero de un puente en curva. Practica supervisada. UNC.
- [5] Gutierrez, Nayar (2010/11/09). Algoritmos genéticos aplicados al diseño estructural de armaduras en tres dimensiones.
- [6] *A selective genetic algorithm for multiobjective optimization of cross sections in 3D trussed structures based on a spatial sensitivity analysis / Emerald Insight*. (2016, 8 agosto). <https://www.emerald.com/insight/content/doi/10.1108/MMMS-08-2015-0048/full/html>
- [7] Castillo, V. V., Lara, D. H., Merchán Cruz, E. A., Gustavo, R., Cañizo, R., Alfredo, E., & Flores, P. (s/f). (2017) . *Implementación de algoritmos genéticos para el diseño, optimización y selección de vigas*. Ipn.mx. Recuperado el 24 de diciembre de 2022, de https://rcs.cic.ipn.mx/2017_137/Implementacion%20de%20algoritmos%20geneticos%20para%20el%20diseno_%20optimizacion%20y%20seleccion%20de%20vigas.pdf
- [8] CIRSOC 201:2005 *REGLAMENTO ARGENTINO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN*. (s/f). Gob.ar. Recuperado el 24 de diciembre de 2022, de <https://www.inti.gob.ar/assets/uploads/files/cirsoc/vigencia-2013/area100/area100a/reglamento201completo.pdf>
- [9] Vialidad Nacional. (1952). Bases para el cálculo de puentes de hormigón armado.
- [10] CIRSOC 801: *REGLAMENTO ARGENTINO PARA PUENTES CARRETEROS*.

- [11] *AASHTO LRFD bridge design specifications. (2008). Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials,*
- [12] John A. Corven . (2015), Post-Tensioned Box Girder Design Manual. Corven2015PostTensionedBG. Nicolas Re.
- [13] Apunte hormigón pretensado. Facultad de ingeniería UNNE. Cátedra hormigón armado II. 2019.
- [14] Manterola J. Puentes tomo I. Apuntes para su diseño, cálculo y construcción. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, 2006.
- [15] <https://theconstructor.org/structures/balanced-cantilever-method-bridge-construction/6137/>
- [16] <https://victoryepes.blogs.upv.es/2017/07/31/puentes-empujados/>
- [17] <https://www.bbrnetwork.com/es/tecnologias/construccion/>
<https://www.bridgetech-world.com/blogs/the-bridge-club/balanced-cantilever-construction-of-precast-segmental-bridges>
- [18] <https://www.berd.eu/en/produtos/lauching-gantries/>
- [19] <https://structurescentre.com/construction-of-cast-in-place-concrete-bridges/>
- [20] <https://victoryepes.blogs.upv.es/2017/09/28/voladizos-sucesivos/>
- [21] Hormigón y Acero. asociación técnica española del pretensado aclarada de utilidad pública con fecha 4-3-77 instituto eduardo torroja de la construcción y del cemento (c.s.l.c.) apartado 19.002 — 28080 madrid.
- [22] <https://www.caru.org.uy/web/institucional/subcomisiones/subcomision-administrativa-puentes/puentes-sobre-el-rio-uruguay-resena-historica/puente-general-artigas/>
- [23] <https://cdn.elterritorio.com.ar/pdf/infografia-radiografia-del-mayor-paso-internacional-argentino.pdf>
- [24] https://es.wikipedia.org/wiki/Puente_Internacional_Tancredo_Neves

- [25] <http://www.puentemania.com/3498>
- [26] Hormigon y Acero N°178. asociación técnica española del pretensado eclorada de utilidad publica .Capitulo: Proyecto y construccion del puente Concepcion-Puerto Militar, sobre el rio Paraguay.
- [27] Norma Adif plataforma. Administración de infraestructura ferroviaria.
- [28] Jorge Stefano Valdivia Reaño.“Diseño estructural del puente Añashuayco en la av. industrial del distrito de cerro colorado, arequipa”. Universidad Catolica de Santa Maria, 2015, Arequipa, Peru.
- [29] Villagra, M. (2017). *Proceso constructivo del Puente Grau* (Trabajo de Suficiencia Profesional para optar el título de Ingeniero Civil). Universidad de Piura, Facultad de Ingeniería. Programa Académico de Ingeniería Civil. Piura, Perú.
- [29] Montana Acevedo, L. (2004). Análisis y diseño de vigas cajón en concreto para puentes vehiculares. Universidad de Los Andes, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Bogotá, Colombia.
- [30] Mroginski, J. L., Gutierrez, G. J., Beneyto, P. A., & Di Rado, H. A. (2009). Optimización topológica de sistemas estructurales bidimensionales discretos mediante algoritmos genéticos. Departamento de Mecanica Aplicada, Universidad Nacional del Nordeste, Ay Las Heras 727, Resistencia, Chaco, Argentina.
- [31] Prendes Gero, B., Bello Garcia, A., & Del Coz Diaz, J. J. (2012). Aplicación del algoritmo genético "elitista" a la optimización de naves industriales. Departamento de Construcción e Ingeniería de la Fabricación, E.U.I.T. de Minas de Mieres.
- [32] Arifio Martinez, D. P. (2021). Optimización del diseño de vigas postensadas con sección tipo "I" de uso frecuente en puentes mediante el uso de algoritmos genéticos. Universidad Nacional de Colombia, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil & Agrícola, Bogotá D.C., Colombia.
- [33] Marti, J.V., Yepes, V., González-Vidosa, F., & Luz, A. (2013). Diseño automático de tableros óptimos de puentes de carretera de vigas artesa prefabricadas mediante algoritmos meméticos híbridos. Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón

(ICITECH), Universitat Politècnica de València, Campus de Vera, 46022 Valencia, España.

[34] Cruz Avilés, E. Y. (2021). Optimización de vigas preesforzadas tipo cajón para puentes continuos. Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Colombia, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola, Bogotá, Colombia.

[35] CIRSOC 802: *REGLAMENTO ARGENTINO PARA PUENTES CARRETEROS*.

[36] Ochoa, A. (2018). Optimización topológica en estructuras de tres dimensiones usando elementos finitos en el campo elástico lineal. Univeridad Nacional de Colombia.

[37] Gestal, M., Rivero, D., Rabufal, J. R., Dorado, J., & Pazos, A. (2010). Introducción a los Algoritmos Genéticos y la Programación Genética. A Coruña, España: Universidade da Coruña, Servizo de Publicacións.

[38] D.E. Goldberg, J.T. Richardson (1987). Genetic algorithms with sharing for multimodal function optimization. Genetic Algorithms and their Applications: Proceedings of the Second International Conference on Genetic Algorithms and Their Applications, 41-49.

[39] Koza, J. R. (1990). Genetic Programming: A Paradigm for Genetically Breeding Populations of Computer Programs to Solve Problems. Technical Report No. STAN-CS-90-314, Computer Sciences Department, Stanford University.

[40] Sánchez, S. (2012). Optimización estructural y topológica de estructuras morfológicamente no definidas mediante algoritmos genéticos. Universidad Politécnica de Valencia. Retrieved from www.editorial.upv.es

[41] Mroginski, J. L., Beneyto, P. A., Gutierrez, G. J., & Di Rado, H. A. (2016). A selective genetic algorithm for multiobjective optimization of cross sections in 3D trussed structures based on a spatial sensitivity analysis. Multidiscipline Modeling in Materials and Structures. e-ISSN: 1573-6105. Emerald.

9 Anexos

- Se presenta el código del algoritmo genético y de la función objetivo desarrollada.

```

%% Algoritmo Genetico Binario %%
clc; clear all; close all;

fprintf('----- AG Bin -----\n')
fprintf(' Genetic algorithm code for heuristic optimization \n')
fprintf(' of generic objective function with BINARY variables \n')
fprintf(' Authors: Dr. Ing. J.L. Mroginski \n')
fprintf(' Version: 3.0 (2021)\n')
fprintf('-----\n')

%% DATOS %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
func = 'f_CostoViga'; 'f_Solver' ; % función a optimizar
ngen = 5 ; % nro. de genes (variables de la función)
L = 30; % luz [m]
% lim = [0.00 1.35; 0.00 1.35; L/22 L/21.5; 0.00 1.50 ; 0.0 3.0 ];
lim = [0.20 0.201; 0.20 0.201; L/30 L/10; 0.30 0.301 ; 0.00 2.5 ];
ncro = 2^6 ; %nro. de cromosomas (cantidad de binarios para escribir un gen)
nvars = ncro*ngen ;
psize = 5000; % tamaño de la poblacion
ngener = 50 ; % % maximo numero de generaciones (iteraciones)
probm = 2; % probabilidad de mutacion maxima en %
% porpas = 70; % 70 Porcentaje de individuos que pasan
% npass = 40; % numero de individuos que pasan
nelit = 2 ; % cantidad de individuos elit (en %) o solo el mejor
tol = 1e-3 ; % tolerancia de convergencia

Sol = zeros(psize,1);
nelit = ceil(nelit/100*psize);
Selecc = zeros(psize-nelit,1);

%% POBLACION INICIAL %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
Pop = InitPop(nvars, psize) ;

%% INICIO DEL PROCESO ITERATIVO %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
hold on ;
igen = 0 ; Best = 1; cbest = 0; LBest=0 ;

croF = []; croM = [];
for icro=1:ngen
    if mod(icro,2)==1
        croF = [croF (icro-1)*ncro+1:(icro-1)*ncro+ncro];
    else
        croM = [croM (icro-1)*ncro+1:(icro-1)*ncro+ncro];
    end
end
curve = [];
while igen<ngener %(Best<tol||igen<ngener)
    igen = igen + 1;
    for ipop=1:psize
        Sol(ipop) = feval(func,Pop(ipop,:),lim,ngen,ncro) ;
    end

    %% Ordena la Poblacion

```

```

[Sol,ix] = sort(Sol, 'descend');
BestInd = Pop(ix(psize),:) ;

%% inicio figuras
Best = min(Sol) ;
Mean = mean(Sol) ;
fprintf('--- Best solution: %6.8f , Mean: %6.8f \n',Best,Mean);
figure(1) ; plot(igen,Mean+std(Sol), 'bo') ;
figure(1) ; plot(igen,Mean-std(Sol), 'bo') ;
figure(1) ; plot(igen,Mean, 'r+') ;
curve = [curve ;Mean std(Sol)];
% % figure(1) ; plot(igen,abs(Mean-Best),'go') ;
% Max = 6.5535 ; Min = -6.5535 ;
% IndX = BestInd(1:1:nvars/2) ; IndY = BestInd(nvars/2+1:1:nvars) ;
% x = Min + (Max-Min)/((2^16)-1)*BinDec(IndX) ;
% y = Min + (Max-Min)/((2^16)-1)*BinDec(IndY) ;
% figure(1) ; plot(x,y, '.') ; grid ;
% pause(0.01)
%% fin figuras

%% Establece las probabilidades
Sum = sum(Sol) ; Prob = Sol/Sum ; Prob = cumsum(Prob) ;

%% Elige la poblacion ELITE
Elit = Pop(ix(psize-nelit+1:1:psize),:) ;

%% SELECCION (Ruleta) %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
pos = psize;
I=1;
while I <= psize-nelit
    if Prob(pos) > rand
        Selec(I) = ix(pos) ;
        I = I+1 ;
    end
    if pos>1
        pos = pos-1 ;
    else
        pos = psize ;
    end
end

Pop = [Pop(Selec,:) ; Elit] ;

%% CRUZAMIENTO %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
ncros = round(rand*(psize-nelit)*0.5) ; % numero de parejas
for icros=1:ncros
    ind1 = 1 + round((psize-nelit-1)*rand) ;
    ind2= ind1 ;
    while ind2 == ind1
        ind2 = 1 + round((psize-nelit-1)*rand) ;
    end
    IndM = Pop(ind1,:) ;
    IndF = Pop(ind2,:) ;

```

```

    if mod(igen,2)==0 % generacion par (mascara de filtrado)
        mask = round(rand(1,nvars)) ;
        Pop(ind1,find(mask==1)) = IndF(find(mask==1));
        Pop(ind2,find(mask==0)) = IndM(find(mask==0));
    else % generacion impar (Crossover Simple)
        Pop(ind1,croF) = IndF(croF);
        Pop(ind2,croM) = IndM(croM);
%         Pop(ind1,1:2:nvars) = IndF(1:2:nvars);
%         Pop(ind2,1:2:nvars) = IndM(1:2:nvars);
    end
end

%%% MUTACION (Step mutation) %%%%%%%%%%%%%%%
for ind=1:psize-nelit
    if rand <= probmut/100
        ivar = ceil(rand*nvars) ;
        if(Pop(ind,ivar)==0)
            Pop(ind,ivar) = 1 ;
        else
            Pop(ind,ivar) = 0 ;
        end
    end
end

end %igen

hold off

%% Mejor solucion
fprintf('--- Solution \n');
fprintf('--- Best Cost: %6.8f: \n',Best);

Ind = strrep(num2str(BestInd), ' ', ''); % string sin espacios

for ix=1:ngen
    X(ix) = lim(ix,1) + (lim(ix,2)-lim(ix,1))/((2^ncro)-1)* ...
        bin2dec(Ind( (ix-1)*ncro+1:(ix-1)*ncro+ncro ));
end
fprintf('--- Best individual: \n');
fprintf('    Es: %6.8f: \n',X(1));
fprintf('    Ei: %6.8f: \n',X(2));
fprintf('    H_hueco: %6.8f: \n',X(3));
fprintf('    Ew: %6.8f: \n',X(4));
fprintf('    Lv: %6.8f: \n',X(5));

% MinSol = min(BestInd(:,numvars+1))
% display('--- Invidual');
% pos=find(BestInd(:,numvars+1)==MinSol) ;
% BestInd(pos(1),:) '
% feval(funcnt,BestInd(pos(1),1:1:numvars),[1 0])
% feval(funcnt,BestInd(pos(1),1:1:numvars),[0 1])

```

```
%
% plot3(BestInd(pos(1),1),BestInd(pos(1),2),BestInd(pos(1),3),'ob')
% hold off
% BestArea=BestInd(pos(1),1:1:numvars);
% peso = sum(BestInd(pos(1),1:2:numvars)) ;
% fprintf(1,'--- Valor proporcional al Peso Total: %6.8f \n',peso) ;
% MEF2DBarraAG(BestArea)
%
% if nfunc==2
% figure(3)
% for bind=1:size(BestInd,1)
%     for indi=1:nfunc
%         BestFunc(bind,indi) = feval(func,BestInd(bind,1:1:numvars),[indi 0]) ; % ↙
FuncExp(InitPob(isol,:)) ; %FuncTPN01a(InitPob(isol,:)) ;
%     end
% end
% plot(BestFunc(:,1),BestFunc(:,2),'o-')
% grid
% end

fprintf('----- THE END -----\n')
```

```

% Funcion objetivo: Optimizacion del costo de viga cajon multicelular
% la funcion objetivo toma de datos de entrada a 5 variables geometricas de
% la viga cajon y realiza el dimensionamiento del puente generando el costo
% que tendria un metro de puente considerando el area de H°, la cuantia de
% acero de postestado y la cuantia de acero convencional debido a flexion y
% corte
%
% %importante: dicha funcion solo sirve para el caso de estudio analizado,
% %pero con infinitas posibilidades de secciones cajon multicelular de la
% %tipologia adoptada segun la variacion de las 5 variables elegidas
%
% %Esta funcion realiza la verificacion de una viga cajon multicelular
% %utilizando el CIRSOC series 800
%
% %VARIABLES DE ENTRADA:
% %Es como X1 % Espesor de la losa superior (m)
% %Ei como X2 Espesor de la losa inferior (m)
% %H como X3 Altura de la sección (m)
% %Ew como X4 Espesor del alma (m)
% %Lv como X5 Longitud de voladizo (m)
%
% %VARIABLES DE SALIDA
%
% % Area_H_total          area total de Hormigon por cada metro de viga
% %Aps_SECCION            area de acero de pretensado por cada metro de viga
% %As_flex                area de acero convencional por flexion por cada metro de viga
% %As_cort                area de acero convencional por corte por cada metro de viga
% %Funcion_Pen            variable de penalizacion en funcion de las verificacion
% %es de tensiones en ELS

% COSTO_VIGA sera la funcion que surga de los outputs mencionados
%
% %con estas variables y sus precios unitarios se puede calcular la funcion
% %CosteViga que sera la funcion objetivo del AG
%
% %PU_H                  precio unitario del hormigon
% %PU_Aps                precio unitario del acero de postestado
% %PU_As                 precio unitario del acero convencional
%
% %CosteViga = [ Verif_Tens + Area_Htotal*PU_H + Aps_m *PU_Aps + (As_flex_m +
% %As_cort_m) * PU_As ]

function Sol = f_CostoViga(Ind,lim,ngen,ncro)

%% 1) DATOS INICIALES ✓
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

%Variables independientes de cada individuo de la poblacion de vigas cajon:

% Es= 0.175 + rand*(0.35- 0.175); % 0.25; % [m] Espesor de la losa superior
% Ei= 0.14+ rand*(0.35- 0.14); %0.18; % [m] Espesor de la losa inferior
% H = 1.00 + rand*(3- 1.00); % 1.35; % [m] Altura de la sección

```

```

% Ew = 0.25 + rand*(0.5- 0.25); %0.30; % [m] Espesor del alma
% Lv = 1.00 + rand*(2.5- 1.00); %1.50; % [m] Longitud de voladizo

% X1 % Espesor de la losa superior (m)
% X2 Espesor de la losa inferior (m)
% X3 Altura de la sección (m)
% X4 Espesor del alma (m)
% X5 Longitud de voladizo (m)

Ind = strrep(num2str(Ind), ' ', ''); % string sin espacios
for ix=1:ngen
    X(ix) = lim(ix,1) + (lim(ix,2)-lim(ix,1))/((2^ncro)-1)* ...
        bin2dec(Ind( (ix-1)*ncro+1:(ix-1)*ncro+ncro ));
end
Es = X(1); Ei = X(2); H_hueco = X(3); Ew = X(4); Lv = X(5);

%Variables dependientes y constantes

Ancho_total=13 ; % [m] ancho del puente (cte)
H=H_hueco+Es+Ei;% [m]
L_secc_crit= H/2; % [m] distancia del apoyo a la seccion critica
L_total= 30 ; % [m] luz entre apoyos del puente (cte)
L_macizo= 2*L_secc_crit; % [m] longitud del puente con seccion maciza
L_hueco= L_total -L_macizo; % [m] longitud del puente con seccion hueca
%H_hueco= H-Es-Ei;% [m] altura del hueco de la viga
Ancho_hueco = ((Ancho_total /2) - Lv -(2.5*Ew))/2 ; % [m] ancho del hueco de la viga

%Caracteristicas mecanicas
fc_H= 35; % [Mpa] resistencia a la compresion del hormigon
N_almas=5; % cantidad de almas de la seccion cajon multicelular
fpy=1682;% [Mpa] tension de fluencia del acero de postesado
fpu=1864;% [Mpa] tension de rotura del acero de postesado
Eci_28= 4700* sqrt(fc_H);% [Mpa] modulo de elasticidad del Hormigon a los 28 dias
Eci_7=4700* sqrt(0.7*fc_H);% [Mpa] modulo de elasticidad del Hormigon a los 7 dias
Rec_cables= 0.08;% [m] recubrimiento al eje de los cables de pretensado

%% 2)CARACTERISTICAS GEOMETRICAS Y RESISTENTE DE LA SECCION ▼
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

%A) Seccion intermedia Cajon

%Division de la seccion en 3 zonas y calculo del area "Ai", distancia
%baricentrica de la zona a la fibra superior "yi", momento de inercia de
%cada zona "Ixi"
%vector A1 y A2 contiene las areas de las 3 zonas
%vector "y1" contiene las distancias de los baricentros de las zonas y la
%fibra superior
%vector "Ix1" contiene los momentos de inercia de cada zona
%vector "Ayl" y "Aylcuad" contiene multiplicaciones de las areas con sus
%distancias y.

%se trabaja con la mitad de la seccion por ser simetrica
%calcula de areas

```

```
%ZONA 1
```

```
A1(1) = Lv * Es;
y1(1) = (Es/2);
Ix1(1) = ((Es^3 * Lv)/12);
Ay1(1)= A1(1) *y1(1);
Aylcuad(1)= A1(1) * (y1(1)^2) ;
```

```
%ZONA 2
```

```
A1(2) = (H * (Ancho_total/2 - Lv));
y1(2) = (H/2);
Ix1(2)= ((H^3 * (Ancho_total/2 - Lv))/12);
Ay1(2)= A1(2) *y1(2);
Aylcuad(2)= A1(2) * (y1(2)^2) ;
```

```
%ZONA 3 (un hueco)
```

```
A1(3) = H_hueco * Ancho_hueco;
y1(3) = (Es + H_hueco/2);
Ix1(3) = ((H_hueco^3 * Ancho_hueco)/12);
Ay1(3)= A1(3) *y1(3);
Aylcuad(3)= A1(3) * (y1(3)^2) ;
```

```
%calculo de variables mecanicas
```

```
Area_H_1= 2* (A1(1)+A1(2)-(2*A1(3))); % [m2] area de Hormigon de seccion hueca
```

```
%Distancias baricentricas a fibra superior e inferior.
```

```
y11 = ( 2 * ( sum(Ay1(1:2))-2*Ay1(3)))/Area_H_1 ;
y21 = H - y11;
```

```
%Momento de inercia total [m4]
```

```
Ixx_1 = (2 * (sum(Ix1(1:2))+sum(Aylcuad(1:2)))) - ((4* ( Ix1(3)+Aylcuad(3)))+
(Area_H_1 * y11^2));
```

```
%Modulo resistente [m3]
```

```
W11 = Ixx_1 / y11; %1 fibra superior
W21 = Ixx_1 / y21; %2 fibra inferior
```

```
%B) SECCION APOYO (seccion "2")
```

```
%Area total de la seccion 2
```

```
Area_H_2 = (2* (sum(A1(1:2))));
```

```
%Distancias baricentricas a fibra superior e inferior.
```

```
y12 = ( 2 * ( sum(Ay1(1:2)))/Area_H_2 ;
```

```
y22 = H - y12;
```

```
%Momento de inercia total SECCION 2
```

```
Ixx_2 = (2 * (sum(Ix1(1:2))+sum(Ay1cuad(1:2)))) - (Area_H_2 * y12^2));
```

```
%Modulo resistente SECCION 2
```

```
W12 = Ixx_2 / y12;
```

```
W22 = Ixx_2 / y22;
```

```
% %% 3) ANALISIS DE CARGAS ✓
```

```
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
```

```
%A) CARGAS PERMANENTES (Depende de la seccion cajon)
```

```
% valores en KN/m
```

```
%pp otros componentes: baranda, vereda y carpeta asfaltica
```

```
pp_componentes=34.11; %[KN/m]
```

```
peso_esp_H= 22.79; %[KN/m3]
```

```
%Peso propio de la superestructura
```

```
pp_H_1= peso_esp_H * Area_H_1; %[KN/m] Seccion cajon multicelular
```

```
pp_H_2= peso_esp_H * Area_H_2; %[KN/m] Seccion maciza
```

```
% Pp promedio viga cajon
```

```
pp_H= ((pp_H_1*L_hueco)+ (pp_H_2*L_macizo))/L_total ; %[KN/m] carga distribuida ✓
```

```
permanente debido a la superestructura
```

```
Area_H_total= ((Area_H_1* L_hueco)+ (Area_H_2*L_macizo))/L_total ; %[m2] seccion de ✓  
hormigon ponderada a utilizar en la funcion objetivo
```

```
% Cargas permanentes totales
```

```
D_total= pp_H+pp_componentes; %[KN/m]
```

```
%B) SOBRECARGAS (se mantienen constante debido a que el caso de estudio no varia)
```

```
%carga distribuida a partir de la carga carril de diseño y la carga
```

```
%peatonal
```

```
q_L= 40.8; %[KN/m]
```

```
%se utilizara el estado 1 : Camión de diseño con su coeficiente de impacto + carga ✓
```

de carril de diseño

coef_imp= 1.33;

nro_carriles= 2; % numero de carriles vehiculares

p_L_1= 56*nro_carriles*coef_imp; %[KN] carga puntual debido a la rueda delantera del camión de diseño

p_L_2= 232*nro_carriles*coef_imp; %[KN] carga puntual debido a la rueda delantera del camión de diseño

% se considerara las 3 cargas puntuales separadas a 4.3 metros entre si

% %% 4) SOLICITACIONES

%%%

% Las solicitaciones a calcular son el momento flector en el centro de la viga y en la sección crítica,

% y el corte en la sección crítica y las reacciones de los apoyos

% ELS

%A) solicitaciones debido a las cargas permanentes

R_D= D_total* L_total/2; %[KN] reacción en el apoyo

V_D_secrit= R_D - D_total*L_secc_crit; %[KN] esfuerzo de corte en la sección crítica ELS

M_D_max= (D_total* (L_total)^2)/8; %[KNm] momento max debio a D

M_D_pp= (pp_H* (L_total)^2)/8; %[KNm] momento debido al pp a mitad de la luz

M_D_secrit= R_D*L_secc_crit - (D_total*((L_secc_crit^2)/2)); %[KNm] momento sección crítica debio a D

%B) solicitaciones debido a la sobrecarga

R_L= (q_L* L_total/2)+(p_L_1+2*p_L_2)/2; %[KN] reacción en el apoyo debido a L

V_L_secrit= R_L - q_L*L_secc_crit; %[KN] esfuerzo de corte en la sección crítica ELS debido a L

M_L_max= ((q_L* (L_total)^2)/8)+(((p_L_1+2*p_L_2)/2)*L_total/2)-p_L_1*4.3; %[KNm] momento max debio a L

M_L_secrit= R_L*L_secc_crit - (q_L*((L_secc_crit^2)/2)); %[KNm] momento sección crítica debio a D

```

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%% Valores totales T    ELS

R_T= R_D  + R_L ; %[KN]reaccion total en el apoyo ELS

V_T_secrit= V_D_secrit  + V_L_secrit ; %[KN]esfuerzo de corte total ELS en la ✓
seccion critica

M_T_max= M_D_max  + M_L_max; %[KNm]momento max ELS total a mitad de la luz

M_T_secrit= M_D_secrit  + M_L_secrit ; %[KNm] momento total ELS seccion critica

% ELU calculo de estado limite ultimo de las solicitaciones
%considerando coeficientes de mayoracion 1.25 para D y 1.75 para L:
% % % % % % % % % % %TOTALES ELU % % % % % % % % % % % % % % % %

Ru= R_D *1.25 + R_L *1.75; %[KN]reaccion ultimo en el apoyo

Vu_secrit= V_D_secrit *1.25 + V_L_secrit *1.75; %[KN]esfuerzo de corte ultimo en la ✓
seccion critica

Mu_max= M_D_max *1.25 + M_L_max *1.75; %[KNm]momento max ELU a mitad de la luz

Mu_secrit= M_D_secrit *1.25 + M_L_secrit *1.75; %[KNm]momento ELU seccion critica
% % % % % % % % % % % % % % % % % % % % % % % % % % % % % % % % % % %

%D ELU

Ru_D= R_D *1.25; %[KN]reaccion D ELU  en el apoyo

Vu_D_secrit= V_D_secrit *1.25; %[KN]esfuerzo de corte D ultimo en la seccion critica

Mu_D_max= M_D_max *1.25; %[KNm]momento max D ELU a mitad de la luz

Mu_D_secrit= M_D_secrit *1.25; %[KNm]momento D ELU seccion critica

%L ELU

Ru_L= R_L *1.75; %[KN]reaccion L ELU  en el apoyo

Vu_L_secrit= V_L_secrit *1.75; %[KN]esfuerzo de corte L ultimo en la seccion critica

Mu_L_max= M_L_max *1.75; %[KNm]momento max L ELU a mitad de la luz

Mu_L_secrit= M_L_secrit *1.75; %[KNm]momento L ELU seccion critica

% % 5) CABLE DE PRETENSADO ✓
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

% 5.A) Esfuerzo de tesado (trabajamos con las cargas sin mayorar)

```

```
e1= y21 - Rec_cables; %[m] excentricidad en la mitad de la luz

%Tensiones de trabajo en el borde inferior en L/2
fbi=(M_T_max/W21)/1000; %[Mpa] Tensiones de trabajo en el borde inferior en L/2

%Tensiones admisible de traccion en el hormigon

fb_adm_tracc= sqrt(fc_H); %[Mpa]

%Esfuerzo de tesado minimo requerido en toda la seccion:

Pe_total= ((fbi-fb_adm_tracc)/((1/Area_H_1)+(e1/W21))); %[MN] es el esfuerzo de tesado efectivo para toda la seccion

%Esfuerzo de tesado minimo requerido por alma: ( se lo trabajara por alma
%para mejorar la uniformidad transversal de la seccion)

Pe_alma=Pe_total/ N_almas; %[MN] es el esfuerzo de tesado efectivo por alma

% para adoptar el esfuezo del cable se aumenta un 10% por incertidumbres y
% un 15% debido a las perdidas

%Esfuerzos condiserando las perdidas e incertidumbres

Pi_total= 1.25* Pe_total; %[MN] tesado considerando el aumento por perdidas

Pi_alma= 1.25* Pe_alma; %[MN] tesado considerando el aumento por perdidas

% 5.B) Trazado de cable de tesado

%tension admisible para el acero de pretensado
fp(1)= 0.80*fpy; %[Mpa]
fp(2)= 0.74*fpu; %[Mpa]
fps_adm= min(fp); %[Mpa]

%Dimensionamiento del cable

%se selecciona cordones de baja relajacion C1900 3/4 pulgada

Seccion_cordon=0.00014; %[m2] seccion de 140mm2

%el calculo de hace por alma para que sea uniforme y se usa Pi_alma
%cada cable de pretensado puede tener como maximo 10 cordones

N_cord_alma= Pi_alma/ (fps_adm*Seccion_cordon);

Cord_cable_1=N_cord_alma/10;
Adop_cord_1= ceil(Cord_cable_1);
```

```
Cord_cable_2=N_cord_alma/9;
Adop_cord_2= ceil(Cord_cable_2);
```

```
Cord_cable_3=N_cord_alma/8;
Adop_cord_3= ceil(Cord_cable_3);
```

```
cord_cable(1)=Adop_cord_1*10;
cord_cable(2)=Adop_cord_2*9;
cord_cable(3)=Adop_cord_3*9;
```

```
%opcion final de los cordonde por cable
%APS alma sera la seccion que se necesita de acero de pretensado por alma
if (min(cord_cable) == cord_cable(1))
    Aps_alma=cord_cable(1)*Seccion_cordon; %[m2] seccion

elseif (min(cord_cable) == cord_cable(2))

    Aps_alma=cord_cable(2)*Seccion_cordon; %[m2] seccion

else (min(cord_cable) == cord_cable(3))
    Aps_alma=cord_cable(3)*Seccion_cordon; %[m2] seccion

end
```

```
%Aps para toda la seccion
```

```
Aps_seccion= Aps_alma* N_almas; %[m2] acero de tesado para toda la seccion
```

```
% 5.C)Ecuacion de cable de tesado
```

```
% j = A * x^2 + B * x Ecuacion del cable considerando como punto inicial
% el baricentro de la seccion maciza
```

```
A=( -(4*(y22-Rec_cables))/(L_total^2));
```

```
B=((4*(y22-Rec_cables))/(L_total));
```

```
% si bien necesitamos esta formula para un calculo preciso de las perdidas,
% solamente utilizaremos la posicion del cable de postesado en x= seccion
% critica
```

```
j_crit= A * (L_secc_crit^2) + B * L_secc_crit; %[m] es la excentricidad del cable ✓
con respecto al baricentro de la seccion maciza,
% pero debemos referirlo a la seccion hueca porque sera utilizada para
% verifricar dicha seccion
```

```
j_crit= j_crit + (y21 - y22); %[m]
```

```
% %% 6) PERDIDAS %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
```

```
% Para el calculo de las perdidas se considerara un 5% de perdidas
% instantaneas y un 10% de perdidas diferidas para simplificar el calculo y
% apoyandonos en la resolucioin hecha en el cap 5
```

```
%fuerza de tesado segun perdidas
```

```
%Descontando perdidas instantaneas: 5%
```

```
P0_alma= Pi_alma *0.95; %[MN]
```

```
P0_total= Pi_total *0.95; %[MN]
```

```
%Descontando TODAS LAS PERDIDAS perdidas instantaneas:15%
```

```
P1_alma= Pi_alma *0.85; %[MN]
```

```
P1_total= Pi_total *0.85; %[MN]
```

```
% %% 6) VERIFICACION DE TENSIONES EN EL HORMIGON ELS ↙
```

```
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
```

```
%Se realizara la verificacion de tensiones en el hormigon en la fibra
%inferior y superior, de dos estados:
```

```
%Estado 1: Tesado + peso propio + perdidas instantaneas
```

```
%Estado 2: Tesado menos todas las perdidas +Todas las cargas ya sean permanentes ↙
como sobrecargas
```

```
% en total se verificaran 4 tensiones, y no cumplir alguna de ellas
```

```
% implicara agregar un valor de penalizacion a la funcion objetivo, caso
```

```
% contrario el costo se multiplicara simplemente por la unidad
```

```
%%%%%%%% FUNCION PENALIZACION %%%%%%%%%%
```

```
F_Penaliz= [1 1 1 1]; % funcion penalizacion se mantiene en 1 si se verifican todas ↙
las condiciones
```

```
%TENSIONES ADMISIBLES
```

```
%Estado 1: Tesado + peso propio + perdidas instantaneas
```

```
% en este momento la resistencia de compresion es:
```

```
fc_H_7= 0.7* fc_H; %[MPa] resistencia del hormigon a los 6 dias
```

```

fadm_comp_1= 0.6*fc_H_7; %[MPa] tension admisible de compresion del estado 1
fadm_trac_1= 0.5*sqrt(fc_H_7); %[MPa] tension admisible de traccion del estado 1

%Estado 2: Tesado menos todas las perdidas +Todas las cargas ya sean permanentes ✓
como sobrecargas
% en este momento la resistencia de compresion es completa

fadm_comp_2= 0.6*fc_H; %[MPa] tension admisible de compresion del estado 2
fadm_trac_2= sqrt(fc_H); %[MPa] tension admisible de traccion del estado 2

%VERIFICACIONES ELS

%ESTADO 1

%1.a)%ESTADO 1, fibra superior

fcs_1= ((-M_D_pp /1000) /W11) - (P0_total/Area_H_1)+((P0_total * e1)/W11); % [MPa] ✓
tension en la fibra superior

if (fcs_1 < 0)

    if (fcs_1 <= fadm_comp_1)
        F_Penaliz(1)= 1;
    else F_Penaliz(1)= 0 ;
    end

else
    if (fcs_1 <= fadm_trac_1)
        F_Penaliz(1)= 1;
    else F_Penaliz(1)= 0 ;
    end
end

%1.b)%ESTADO 1, fibra inferior

fci_1= ((M_D_pp /1000) /W21) - (P0_total/Area_H_1)-((P0_total * e1)/W21); % [MPa] ✓
tension en la fibra inferior

if (fci_1 < 0)

    if (fci_1 <= fadm_comp_1)
        F_Penaliz(1)= 1;
    else F_Penaliz(1)= 0;
    end

else
    if (fci_1 <= fadm_trac_1)
        F_Penaliz(1)= 1;
    end
end

```

```
    else F_Penaliz(1)= 0;
    end
end
```

```
%ESTADO 2
```

```
%2.a)%ESTADO 2, fibra superior
```

```
fcs_2= ((-M_T_max /1000) /W11) - (P1_total/Area_H_1)+((P1_total * e1)/W11); % [MPa] ✓
tension en la fibra superior
```

```
if (fcs_2 < 0)
```

```
    if (fcs_2 <= fadm_comp_2)
        F_Penaliz(1)= 1;
    else F_Penaliz(1)= 0;
    end
```

```
else
```

```
    if (fcs_2 <= fadm_trac_2)
        F_Penaliz(1)= 1;
    else F_Penaliz(1)= 0;
    end
```

```
end
```

```
%2.b)%ESTADO 2, fibra inferior
```

```
fci_2= ((M_T_max /1000) /W21) - (P1_total/Area_H_1)-((P1_total * e1)/W21); % [MPa] ✓
tension en la fibra inferior
```

```
if (fci_2 < 0)
```

```
    if (fci_2 <= fadm_comp_2)
        F_Penaliz(1)= 1;
    else F_Penaliz(1)= 0;
    end
```

```
else
```

```
    if (fci_2 <= fadm_trac_2)
        F_Penaliz(1)= 1;
    else F_Penaliz(1)= 0;
    end
```

```
end
```

```
% % % % % % % PENALIZACION 1: por verificacion de tensiones % % % % %
```

```

if (sum(F_Penaliz)<4) %significa que no se verifica alguna de las 4 verificaciones

    Funcion_Pen= 1000000;% Valor grande para penalizar y descartar a la funcion

else Funcion_Pen= 1;    %se mantiene la funcion igual a la unidad, es decir no se ↵
penaliza a la funcion costo debido a que se cumplen todas las verificaciones

end

% %% 7) VERIFICACION DE FLEXION ELU ↵
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

%En este apartado se determina la seccion de As convencional por flexion
%necesaria para verificar el ELU de flexion

%la metodologia de calculo consiste en calcular "c" distancia al eje neutro
%desde la ultima fibra comprimida y determinar, a partir de esta, si la
%seccion se comporta como una seccion rectangular o con alas

As_flex=0; %inicializamos esta variable para evitar errores cuando el metodo genere ↵
una penalizacion, aun asi , se espera que As_flex no sea cero
% 7.a) calculo de la tension en el acero de postesado fps y Mn

%Variables a utilizar

hf=Es; %[m] espesor de la losa

Aps_seccion; %[m2] seccion de acero de postesado de toda la viga

fpu;% [Mpa] tension de fluencia del acero de postesado
fpy;% [Mpa] tension de rotura del acero de postesado
fc_H;% [Mpa]

b=Ancho_total;%[m] ancho de compresion igual al ancho del puente
bw= Ew * N_almas;%[m] ancho total de todas las almas

dp= H - Rec_cables;%[m]distancia de extremos superior a baricentro de los cables de ↵
pretensado, a mitad de luz

beta_1= (0.85-(0.05*((fc_H - 30)/7))); %factor diagrama de tension

k= 2*(1.04-(fpy/fpu));%coeficiente k para el calculo de fps

% calculo de "c":          NO INCLUIMOS As en las ecuaciones:

%calculo de c como seccion rectangular:

```

```

c_rect= (Aps_seccion*fpu)/((0.85*fc_H*beta_1* b)+(k * Aps_seccion *(fpu / dp))); % [m]
a_rect= beta_1 * c_rect;%[m]

```

```

%calculo de c como seccion T:

```

```

c_T= ((Aps_seccion*fpu)-((0.85*fc_H*(b-bw)*hf))) / ((0.85*fc_H*beta_1* bw)+(k * Aps_seccion *(fpu / dp))); % [m]
a_T= beta_1 * c_T;%[m]

```

```

%una vez calculado los dos "c" se debe definir que metodo de calculo seguir
%para calcular fps y la posterior resistencia a flexion

```

```

if ( (c_rect > 0)    && ( a_rect <= hf) )

```

```

    fps= fpu*(1- k * (c_rect/dp));% [Mpa] como si fuere rectangular

```

```

    %calculo de Mn

```

```

    Mn = (Aps_seccion *fps * (dp - a_rect/2)); % [MNm] resistencia nominal a la flexion

```

```

elseif ( (c_T > 0)    && ( a_T >= hf) )

```

```

    fps= fpu*(1- k * (c_T/dp));% [Mpa] como si fuese T

```

```

    Mn = ((Aps_seccion *fps * (dp - a_T/2) + ( 0.85*fc_H*(b-bw)*hf *(a_T/2 - hf/2)))); % [MNm] resistencia nominal a la flexion como T

```

```

else

```

```

    % si los valores salen de estos escenarios se considerara un error y se
    % generara una penalizacion

```

```

    F_Penaliz(1)= 0 ;

```

```

end

```

```

% % 7.b) verificacion a flexion

```

```

Mu_max;%[KNm]

```

```

fs=420;%[Mpa] tension de fluencia en acero convencional

```

```

ds=dp;%[m] las barras se colocarian a la misma altura que acero de tesado

```

```

if ( (c_rect > 0)    && ( a_rect <= hf) )    %Seccion rect

```

```

%calculo de factor de resistencia phi

```

```

phi= (0.583+0.25*(dp/c_rect -1));

```

```

    if (phi>1)

```

```

        phi=1;

```

```

elseif (phi<= 0.75)
    phi=0.75;
else
end

Md = Mn*phi*1000; % [KNm] resistencia de diseño a la flexion
if (Md/Mu_max <= 1)
    %se proporciona el Mn faltante con armadura de acero convencional
    %Asflex

    Delta_Mn=(Mu_max/phi)-(Mn*1000); % [KNm]

    As_flex_req = Delta_Mn / (1000*fs*(ds-(a_rect/2))); % [m2]

    %dimensionamiento de barras convencionales a flexion:
    %barras phi de 20mm
    phi_20=0.000314; % [m2] seccion de barras de acero de 20mm de diametro

    n_barras_flex= ceil((As_flex_req/phi_20));
    sep_barras_flex= (Ancho_total- 2*Lv)/n_barras_flex; % [m]
    if (sep_barras_flex < 0.04)
        % si la distancia es muy chica no se puede construir por eso se
        % penaliza en el caso de necesitar demasiada armadura
        % generara una penalizacion
        F_Penaliz(1)= 0 ;

    else
        As_flex=n_barras_flex*phi_20; % [m2 / m] Esta variable se introducira a la
funcion objetivo
    end

else
    % la seccion no requiere de armadura convencional para flexion
    % (aunque siempre se coloca algo de la misma, en este caso no se
    % considerara)
    As_flex=0; % [m2] Esta variable se introducira a la funcion objetivo

end

elseif ( (c_T > 0) && (a_T >= hf) ) %seccion T
    %calcula de factor de resistneica phi
    phi= (0.583+0.25*(dp/c_T -1));
    if (phi>1)
        phi=1;
    elseif (phi<= 0.75)
        phi=0.75;
    else
    end
end

```

```

Md = Mn*phi*1000; % [KNm] resistencia de diseño a la flexion
if (Md/Mu_max <= 1)
    %se proporciona el Mn faltante con armadura de acero convencional
    %Asflex

    Delta_Mn=(Mu_max/phi)-(Mn*1000); % [KNm]

    As_flex_req = Delta_Mn / (1000*fs*(ds-(a_T/2))); % [m2]

    %dimensionamiento de barras convencionales a flexion:
    %barras phi de 20mm
    phi_20=0.000314; % [m2] seccion de barras de acero de 20mm de diametro

    n_barras_flex= ceil((As_flex_req/phi_20));
    sep_barras_flex= (Ancho_total- 2*Lv)/n_barras_flex; % [m]
    if (sep_barras_flex < 0.04)
        % si la distancia es muy chica no se puede construir por eso se
        % penaliza en el caso de necesitar demasiada armadura
        % generara una penalizacion
        F_Penaliz(1)= 0;
    else
        As_flex=n_barras_flex*phi_20; % [m2] Esta variable se introducira a la
funcion objetivo
    end

else
    % la seccion no requiere de armadura convencional para flexion
    % (aunque siempre se coloca algo de la misma, en este caso no se
    % considerara)
    As_flex=0; % [m2] Esta variable se introducira a la funcion objetivo

end

else
    % si los valores salen de estos escenarios se considerara un error y se
    % generara una penalizacion
    F_Penaliz(1)= 0;
end

% %% 8) VERIFICACION AL CORTE ELU
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

%Se verificara al corte la seccion critica H/2 con la seccion multicelular

% variables:

Vu_secrit; % [KN]
bv=bw; % [m] ancho total de todas las almas
dv= 0.72*H; % [m] distancia entre las resultantes de las fuerza de traccion y
compresion debida a flexion, nunca menor a 0,72*h

```

```

V_D_secrit; %[KN] fuerza de corte en la seccion debido a cargas permanentes no
mayoradas
Vi= Vu_secrit; %[KN] fuerza de corte en la seccion debido todas las cargas mayoradas

Mu_secrit; %[KNm] Mu max seccion critica

% calculo Mcre (Momento de fisuracion)

fcpe= abs(-(P1_total*j_crit)/W21 - P1_total/Area_H_1); %[Mpa]tension de compresion
debido al pretelado efectivo en la fibra extrema traccionada por las cargas externas
(fibra inferior)

fr= 0.53* sqrt(fc_H); %[Mpa] modulo de rotura dle hormigon 0,53 raiz f'c

Mdnc= M_D_secrit; %[KNm]momento total no mayorado en la seccion critica debido a las
cargas permanentes

Sc= W21; %[m3]modulo resistente de la seccion en la fibra inferior

Snc= W21; %[m3]modulo resistente de la seccion en la fibra inferior

Mcre= Sc*(1000*(fr+fcpe)-(Mdnc/Snc)); %[KNm]Momento de fisuracion

%CALCULO DE VC

%A) Vci:

Vci_1(1)= 53* sqrt(fc_H) * bv *dv +(Vi*Mcre)/Mu_secrit ; %[KN]
% limite inferior:
Vci_1(2)= 163* sqrt(fc_H) * bv *dv ; %[KN]

Vci= max(Vci_1); %[KN] se adopta el mayor valor

%B) Vcw:

fpc= abs(P1_total/Area_H_1); %[Mpa] tension de compresion en el baricentro de la
seccion multicelular

Vcw= (158* sqrt(fc_H) + 300*fpc) * bv *dv ; %[KN]

Vc= min(Vci , Vcw); %[KN]

%CALCULO DE As corte:

phi_corte=0.9;

Vd_corte= phi_corte*Vc;

if (Vd_corte/Vu_secrit < 1)
    %calculamos los estribos
    %para toda la seccion
    Vs_req= (Vu_secrit/phi_corte) -Vc; %[KN] corte requerido

```

```

As_corte_req= ( 100*100)* (Vs_req/1000)/(fs*dv); %[cm2 / m] seccion de corte ✓
requerida por metro para toda la viga

% se calcula por alma:

As_corte_req_alma= As_corte_req/N_almas;

%Estribos del phi 12mm con 2 ramas

Estribo_secc= 2* 1.13; %[cm2]

sep_estribos= Estribo_secc/As_corte_req_alma; %[m]

if ( sep_estribos < 0.04) %si la separacion de los estribos es menor a 4cm, se ✓
penaliza
    F_Penaliz(1)= 0;
else
end

%calculo de As_corte una vez dimensionado el estribo
%se considera que las dos ramas del estribo se colocan en toda el alma
%de la viga excepto la losa superior

%longitud de un estribo

largo_estribo= 2*(H-Es)+ Ew; %[m]

vol_estribo= largo_estribo * (1.13/(100*100)); %[m3]

Cant_estrib_m= 1/sep_estribos;

vol_estrib_seccion= vol_estribo * Cant_estrib_m * N_almas; %[m3] es el volumen de ✓
acero debido a los estribos por corte en 1 metro de longitud de toda la seccion

As_cort= vol_estrib_seccion; %[m2 /m] esta variable se introdujera a la funcion ✓
costo

else %se coloca armadura minima

As_corte_min= (100*100* (Aps_seccion * fpu )/(80*dv*fs)); %[cm2 / m] seccion ✓
minima de corte requerida por metro para toda la viga

As_corte_min_alma= As_corte_min/ N_almas;

% Estribos del phi 12mm con 2 ramas

Estribo_secc= 2* 1.13; %[cm2]

```

```

    sep_estribos_min= Estribo_secc/As_corte_min_alma; %[m]
    if ( sep_estribos_min < 0.04) %si la separacion de los estribos es menor a 4cm, ✓
se penaliza
        F_Penaliz(1)= 0;
    else
    end

% calculo de As_corte una vez dimensionado el estribo
    %se considera que las dos ramas del estribo se colocan en toda el alma
    %de la viga excepto la losa superior

% longitud de un estribo

    largo_estribo= 2*(H-Es)+ Ew; %[m]

    vol_estribo= largo_estribo *(1.13/(100*100)); %[m3]

    Cant_estrib_m_min= 1/sep_estribos_min;

    vol_estrib_seccion= vol_estribo * Cant_estrib_m_min * N_almas; %[m3] es el ✓
volumen de acero debido a los estribos por corte en 1 metro de longitud de toda la ✓
seccion

    As_cort= vol_estrib_seccion; %[m2 /m] esta variable se introdujera a la funcion ✓
costo

end

% % 9 ) VERIFICACION TRANSVERSAL A FLEXION ( LOSA SUPERIOR Y ✓
VOLADIZO) %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

%para evitar que el AG tienda a los extremos minimos, sera necesario
%introducir un breve analisis de la resistencia transversal de la viga

%%% 9.A) Verificacion del voladizo a la Flexion ELU

%variable a utilizar:

Es; %[m]
Lv; %[m]
Eci_28; %[Mpa]
beta_1;
fs; %[Mpa]
recu_Lv=0.03; %[m]
phi_flex=0.9;
%elegimos usar barras de 12mm
d_Lv=Es-(0.012/2)-recu_Lv; %[m]

Ixx_Lv= (Es^3)/12 ; %[m4]

```

```

%cargas permanentes
P_lv= 3.5; % [Kn/m]

Vereda_Lv= 4.55; % [Kn/m2]

%peso propio
pp_Lv=peso_esp_H*Es;% [Kn/m2]

%Sobrecargas

qL_Lv= 3.6+15;% [Kn/m2]

q_T_Lv=qL_Lv+pp_Lv+Vereda_Lv;

%Mayorado ELU
q_U_Lv=(1.75*qL_Lv)+1.25*(pp_Lv+Vereda_Lv); % [Kn/m2]
Pu_Lv=1.25*P_lv;% [Kn/m]

Mu_Lv= (Pu_Lv*Lv+(q_U_Lv*Lv*(Lv/2)))/1000; % [MNm/m]

%As necesaria

As_Lv_flex_req= (Mu_Lv/(phi_flex*beta_1*d_Lv*fs))*10000; % [cm2/m]
if (As_Lv_flex_req < 0)
    As_Lv_flex_req = 0;
else
end
Seccion_phi_12=1.131; % [cm2]

barras_flx_Lv= ceil(As_Lv_flex_req/Seccion_phi_12);
if (barras_flx_Lv>0)
    sep_flx_Lv=1/barras_flx_Lv;% [m]
else sep_flx_Lv = 4;% [m]
end
% volumen de acero para funcion objetivo

largo_flx_Lv=barras_flx_Lv* 1.2*2*Lv;% [m]
Vol_As_Lv=largo_flx_Lv*Seccion_phi_12/10000;% [m3]

As_flx_Lv=Vol_As_Lv/1;% [m2/m]

% Verificacion de la deformacion del voladizo

flecha_adm_Lv= Lv/375;% [m] segun el cirsoc 801

q_T_Lv;
P_lv;

flecha_i_Lv= q_T_Lv*(Lv^4)/(8*Eci_28*1000*Ixx_Lv)+(P_lv*(Lv^3)/
(3*Eci_28*1000*Ixx_Lv));% [m] flecha instantanea

```

```
flecha_u_Lv=flecha_i_Lv*3;% [m] flecha diferida
```

```
% PENALIZACION:
```

```
%Por separacion de barras
```

```
    if ( sep_flg_Lv < 0.04) %si la separacion de las barras es menor a 4cm, se penaliza
```

```
        F_Penaliz(1)= 0;
```

```
    else
```

```
    end
```

```
%Por deflexion
```

```
    if ( flecha_adm_Lv < flecha_u_Lv) %Si la deflexion es mayor a la admisible
```

```
        F_Penaliz(1)= 0;
```

```
    else
```

```
    end
```

```
%% 9.B) Verificacion del ratio entre la luz libre entre almas y el espesor de la losa superior
```

```
Ancho_hueco;% [m]
```

```
Es;% [m]
```

```
    if ( Es < (Ancho_hueco/20)) %no cumple el ratio admisible se penaliza
```

```
. Sacado de Guia de viga cajon postesada pag 83
```

```
        F_Penaliz(1)= 0;
```

```
    else
```

```
    end
```

```
%% 9.C) Verificacion de la esbeltez del alma
```

```
H_hueco;% [m]
```

```
Ew;% [m]
```

```
    if ( Ew < (H_hueco/10)) %Si no cumple con una esbeltez minima del alma
```

```
se penaliza
```

```
        F_Penaliz(1)= 0;
```

```
    else
```

```
    end
```

```
% %% 10) FUNCION OBJETIVO
```

```
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
```

```
% COSTOS UNITARIOS:
```

```
%Costo hormigon H35: $ARG 40000 el m3 de H35 07/07/2023
```

```
Costo_H35= 40000;% $
```

```
%Costo Acero convencional: $ARG 5.132.746 el m3 de acero convencinal en barras de 20mm 07/07/2023
```

```
Costo_As= 5132746;% $
```

```
%Costo Acero pretensado: 50% mas que el acero convencional
```

```
Costo_Asp= 1.5*Costo_As;% $
```

```
%VARIABLES MECANICAS Y GEOMETRICAS
```

```
%area de hormigon
```

```
Area_H_total; % [m2 por cada metro de viga construida]
```

```
%Seccion de acero postesado
```

```
Aps_seccion; % [m2 por cada metro de viga construida]
```

```
%Seccion de acero convencional
```

```
As_seccion= As_flex + As_cort+ As_flx_Lv; % [m2 por cada metro de viga construida]
```

```
% Penalizacion
```

```
%durante todo el calculo se trabajo con el vector F_Penaliz. Si la suma de  
%sus componentes es menor a 4 significa que no cumplio alguna de las  
%condiciones de penalizacion y por ende se agrega 1 millon a la funcion  
%costo
```

```
suma_pen=sum(F_Penaliz);
```

```
if (suma_pen<4) %significa que no se verifica alguna de las 4 verificaciones
```

```
    Funcion_Pen= 1000000;% Valor grande para penalizar y descartar a la funcion
```

```
else Funcion_Pen= 1; %se mantiene la funcion igual a la unidad, es decir no se  
penaliza a la funcion costo debido a que se cumplen todas las verificaciones
```

```
end
```

```
%CON ESTOS COMPONENTE SE CREA LA FUNCION OBJETIVO:
```

```
COSTO_VIGA= Funcion_Pen + Area_H_total * Costo_H35 + Aps_seccion * Costo_Asp +  
As_seccion * Costo_As ; %[$ ARG] COSTO DE MATERIALES POR CADA METRO DE VIGA CAJON
```

MULTICELULAR DE 30 M DE LUZ ISOSTATICA

Sol = COSTO_VIGA ;

% %% 11) SALIDAS DE LA FUNCION ✓

%%%

% disp("VARIABLES DE ENTRADA:")

%

% Es

% Ei

% H

% Ew

% Lv

%

%

% disp("VARIABLE de SALIDA:")

%

% COSTO_VIGA