

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE CIVIL

DISERTACIÓN PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

"ANÁLISIS Y DISEÑO COMPARATIVO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE CONSIDERANDO ELEMENTOS PREFABRICADOS METÁLICOS Y ELEMENTOS PRESFORZADOS"

NOMBRES:

MARCO TULIO CAJAMARCA LUZURIAGA DEL CASTILLO

ANDRÉS PATRICIO QUIROGA AYALA

QUITO - 2014

TABLA DE CONTENIDOS

TABLA DE CONTENIDOS ..... **ii**

INDICE DE FORMULAS ..... **viii**

INDICE DE FIGURAS ..... **xiv**

INDICE DE TABLAS ..... **xvi**

RESUMEN: ..... **xviii**

CAPÍTULO 1 CONCEPTOS BÁSICOS DISEÑO PUENTES **1**

1.1 INTRODUCCIÓN 1
1.2 CONCEPTOS BÁSICOS: 4
1.2.1 Puente: 4
1.2.2 Elementos de la superestructura: 5
1.2.3 TIPOS DE PUENTES 9
1.2.3.1 TAMAÑO 9
1.2.3.2 TIPO ESTRUCTURAL 9
1.2.3.3 DE ACUERDO A SU IMPORTANCIA 11
1.2.3. 4 DE ACUERDO A SU RESISTENCIA LATERAL. 11
1.2.3.5 DE ACUERDO A SU GEOMETRÍA 12
1.3 MATERIALES PARA PUENTES 13
1.3.1 ACERO ESTRUCTURAL 13
1.3.1 Introducción 13
1.3.2 HORMIGÓN PRESFORZADO 20
1.3.2.1 Pretensado y Postensado 22
1.3.2.2 Características del Hormigón 25
1.3.2.3 Acero de Presfuerzo 25
1.3.2.3.1 Características esfuerzo-deformación del presfuerzo. 27
1.3.2.4 Etapas de un Elemento Presforzado 29
1.3.2.4.1 Etapa de Trasferencia. 29
1.3.2.4.2 Etapa Final. 29
1.3.2.5 Resistencia a la Flexión 30
1.3.2.6 Hipótesis de Diseño: 30
1.4 TIPOS DE CARGA 31
1.4.1 CARGA MUERTA 31
1.4.2 CARGA VIVA 32

CAPÍTULO 2.- DEFINICIÓN ESTRUCTURA BASE **33**

2.1 INTRODUCCIÓN 33
2.2 DEFINICIÓN DEL PUENTE BASE 33
2.2.1 Geometría del Puente. 34
2.2.2 Estructuración Puente Hormigón Presforzado. 36
2.2.3 ESTRUCTURACIÓN PUENTE METÁLICO 39
2.3.2 Acero Estructural. 41
CAPÍTULO 3.- DEFINICIÓN DE NORMAS Y PARÁMETROS DE DISEÑO SEGÚN AASHTO LRFD 2010 43
3.1 ESPECIFICACIONES GENERALES 43
3.1.1.- CARGAS 44
3.1.2.- FACTOR DE PRESENCIA MÚLTIPLE: (S3.6.1.1.2) 46
3.1.3.- INCREMENTO POR CARGA DINÁMICA: IM (S 3.6.2) 46
3.1.4.- FUERZA CENTRÍFUGA: CE (S 3.6.3) 47
3.1.5.- FUERZA DE FRENADO: BR (S 3.6.4) 48
3.1.6.- CARGA SOBRE VEREDAS, BARANDAS Y BORDILLOS 48
3.1.7.- CARGAS HIDRÁULICAS Y CARGAS DE VIENTO 49
3.1.8 FACTORES Y COMBINACIONES DE CARGA. (S 3.4) 49
3.1.9 DUCTILIDAD 51
3.1.10 REDUNDANCIA 51
3.1.11 IMPORTANCIA OPERATIVA 52
3.2 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DEL PUENTE 53
3.2.1.-DISEÑO DE LA LOSA Y CAPA DE RODADURA 53
3.2.1.1 ESPESOR DE LOSA 55
3.2.1.2 MÉTODO DE LA FRANJA EQUIVALENTE 56
3.2.1.3 CALCULO DE SOLICITACIONES, CARGA MUERTA (S3.4.1) 56
3.2.1.3-1 Distancia desde el centro de la viga a la sección de diseño para momento negativo (4.6.2.1.6): 58
3.2.1.4. CALCULO DE SOLICITACIONES, CARGA VIVA 58
3.2.2 DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA 61
3.2.2.1 DISEÑO DE VIGAS PRESFORZADAS 61
3.2.2.1 a.- Pre-dimensionamiento de Vigas 61
3.2.2.1-b Factores de distribución de carga viva 63
3.2.2.1. c Esfuerzos permisibles según AASHTO LRFD 66
3.2.2.1 d Resistencia de Elementos Solicitados a Flexión (S5.7.3) 70
3.2.2.1-e Resistencia a la flexión: 73
3.2.2.1-f Pérdidas en la Fuerza de Presforzado: 73
3.2.2.1-g Calculo de efectos fluencia y encogimiento del hormigón. 74
3.2.2.1-h Pérdidas en el Presfuerzo. 76
3.2.2.1-i Cálculo de esfuerzo inicial en los tendones inmediatamente antes de la transferencia. 78
3.2.2.1-j Cálculo de Pérdidas Instantáneas (5.9.5.2) 79
3.2.2.1-j.1 Fricción (5.9.5.2.2) 79
3.2.2.1-j.2 Acortamiento Elástico ΔfpES (s5.9.5.2.3) 79

3.2.2.1-k Pérdidas con respecto al Tiempo (método refinado) (S5.9.5.4).....80
3.2.2.1-k.1 Pérdidas por Contracción (5.9.5.4.2): 80
3.2.2.1-k.2 Pérdidas por Fluencia (5.9.5.4.3):.....81
3.2.2.1-k.2 Pérdidas por Relajación (5.9.5.4.4):.....82
3.2.2.1-m Diseño a Flexión: 83
3.2.2.1-n Diseño por Fatiga (s.5.5.3):.....85
3.2.2.1-O Diseño por Corte (S.5.8) 86
3.2.2.1-p Resistencia al Estallido (S.5.10.10.1).....89
3.2.2.2 DISEÑO DE VIGAS METÁLICAS.....90
3.2.2.2. a Tipos de Cargas.....93
3.2.2.2 b Método de los Factores de Distribución para Momento y Corte (cargas transitorias):.....93
3.2.2.2 c Efectos de Carga Combinados.....97
3.2.2.2 d Cálculo Capacidad Momento Plástico:.....98
3.2.2.2 e Determinación de Secciones Compactas.....101
3.2.2.2 f Diseño por Flexión - Estado Límite de Fatiga.....102
3.2.2.2 g Revisión Diseño por flexión.....105
3.2.2.2 h Diseño por flexión (Estado Límite de Resistencia) 107
3.2.2.2 i Diseño por Cortante 109
3.2.2.2 j Pandeo Lateral Torsional. 115
3.2.2.2 k Diseño a Flexión. Revisión por Fatiga (alma) 115
3.2.2.2 L Diseño a Flexión. Estabilidad Durante la Construcción. 116
3.3 FLUJOGRAMAS DE DISEÑO.....117
CAPITULO 4.- SUPERESTRUCTURA UTILIZANDO ELEMENTOS PREFABRICADOS METÁLICOS 121
4.1.-ESTRUCTURA BASE 121
4.2 SECCIONES DE ANÁLISIS: 122
4.3 DISEÑO LOSA 123
4.3.1 PARÁMETROS DE DISEÑO: 123
4.3.2: MOMENTOS ACTUANTES EN ESTRUCTURA A (TRAMOS CENTRALES) SECCIÓN TIPO “A” 124
4.3.2.1 CARGA MUERTA (DC) 124
4.3.2.2 SUPERFICIE DE RODADURA (DW).....125
4.3.2.3 CARGA VIVA Y EFECTO DINÁMICO 126
4.3.2.4 MOMENTO DE DISEÑO NEGATIVO (TRAMOS CENTRALES) 128
4.3.2.5 MOMENTO DE DISEÑO POSITIVO (TRAMOS CENTRALES) 128
4.3.2.6. CÁLCULO ACERO (DISEÑO A FLEXIÓN).....128
4.3.2.7 DISEÑO DE TABLEROS EN VOLADIZO 134
4.3.2-8 ACERO DIRECCIÓN SECUNDARIA (PARALELA AL TRÁFICO) 137
4.3.3: MOMENTOS ACTUANTES EN ESTRUCTURA B (TRAMOS CENTRALES)137
4.3.3.1 CARGA MUERTA (DC) 138
4.3.3.2 SUPERFICIE DE RODADURA (DW).....138
4.3.3.4 MOMENTO DE DISEÑO NEGATIVO (TRAMOS CENTRALES).....139

4.3.3.5 MOMENTO DE DISEÑO POSITIVO (TRAMOS CENTRALES) 140
4.3.3.6 CALCULO ACERO (DISEÑO A FLEXIÓN).....140
4.3.3.7 DISEÑO DE TABLEROS EN VOLADIZO 145
4.3.3.8 ACERO DIRECCIÓN SECUNDARIA (PARALELA AL TRÁFICO) 146
4.4 DISEÑO VIGAS INTERIORES.....147
4.4.1 Diseño (sección transversal tipo “A”.).....147
4.4.1.-a Selección sección de Diseño.....147
4.4.1-b Factores de Carga:.....148
4.4.1-c Factores de resistencia:.....149
4.4.1-d Propiedades de la sección de Diseño.....149
4.4.1-e Efectos Carga Muerta.....150
4.4.1-f Efectos por Carga Transitoria.....150
4.4.1-g Efectos de Carga Combinados.....152
4.3.1-i Determinar si la sección es Compacta o No Compacta. 156
4.4.1-j Resistencia Nominal a la Flexión, estado Límite de resistencia I. 156
4.4.1-k Diseño por Cortante 158
4.4.1-L Diseño Rigidizadores Transversales 159
4.4.1-m Diseño Rigidizadores Transversales en los Apoyos Art 6.10.11.2 161
4.4.1-n Diseño Por Flexión – Estado Límite de Fatiga. Art 6.6.1.2.....163
4.3.1-o – Diseño por Flexión – Estado Límite de Servicio. Art 6.10.4.2.2 167
4.3.2 Diseño Trabes Superestructura (sección transversal tipo “B”.).....168
4.3.2.-a Selección sección de Diseño.....168
4.3.2-b Factores de Carga:.....169
4.3.2-c Factores de resistencia:.....170
4.3.2-d Propiedades de la sección de Diseño.....170
4.3.2-e Efectos Carga Muerta.....171
4.3.2-f Efectos por Carga Transitoria.....171
4.3.2-g Efectos de Carga Combinados.....173
4.3.2-h Cómputo de la capacidad a momento plástico en la sección.....173
4.3.2-i Determinar si la sección es Compacta o No Compacta. 174
4.3.2-j Diseño a Flexión, estado Límite de resistencia I. 174
4.3.2-k Diseño por Cortante: 175
4.3.2-L Diseño Rigidizadores Transversales Intermedios.....176
4.4.2-m Diseño Rigidizadores Transversales en los Apoyos Art 6.10.11.2 179
4.3.2-n Diseño Por Flexión – Estado Límite de Fatiga. Art 6.6.1.2.....180
4.3.2-O – Diseño por Flexión – Estado Límite de Servicio. Art 6.10.4.2.2.....184
CAPITULO 5 DISEÑO SUPERESTRUCTURA CON ELEMENTOS PRESFORZADOS.....187
5.1 ESTRUCTURA BASE 187
5.2 SECCIONES DE ANÁLISIS: 188
5.3 DISEÑO DE LOSA. 189
5.3.1 DISEÑO LOSA SECCIÓN DE DISEÑO TIPO “A” 189
5.3.2 DISEÑO LOSA SECCIÓN DE DISEÑO TIPO “B” 190

5.4. DISEÑO TRABES CENTRALES CON ELEMENTOS PRESFORZADOS SECCIÓN TIPO “A” 191
5.4.-a Información Inicial:.....191
5.4.-b Relación Modular entre Viga y Losa. (S.4.6.2.2.1-2).....192
5.4.-c Cálculo distancia desde el centro de gravedad de la trabe no compuesto hasta centro de gravedad de la losa (S.4.6.2.2.1-1) 193
5.4-d Cálculo del parámetro de rigidez longitudinal (4.6.2.2.1-1) 193
5.4.-e Parámetros de distribución para Momento en vigas Interiores (S.4.6.2.2.2b-1) 193
5.4-f Parámetros de distribución para Corte en vigas Interiores (S.4.6.2.2.3c-1) ...194
5.4 -g Parámetros de distribución para vigas Exteriores (S.4.6.2.2.2b-1).....195
5.4.-h Solicitaciones producidas en vigas Interiores.....195
5.4.-i Efectos Producidos Carga Viva.....196
5.4. j Estados Límites Aplicables: 196
5.4.-k Esfuerzos Permisibles:.....197
5.4.-L Pérdidas en el Presfuerzo (S5.9.5) 198
5.4.-m Fuerza Inicial de Presfuerzo y Determinación Número de Torones (Estimación):.....200
5.4.-n Comprobación de Esfuerzos en el Centro de la Luz. 201
5.4.-o Diseño a Flexión, Estado Límite de Resistencia I 203
5.4.-p Resistencia Nominal a la Flexión. 204
5.4.-q Diseño a Cortante.....205
5.4.-r Resistencia Factorada al Estallido (S.5.10.10.1).....210
5.4.-s Acero de Confinamiento (S5.10.10.2): 211
5.5. DISEÑO TRABES CENTRALES CON ELEMENTOS PRESFORZADOS SECCIÓN TIPO “B” 211
5.5-a Información Inicial:.....211
5.5.-b Relación Modular entre Viga y Losa. (S.4.6.2.2.1-2).....212
5.5.-c Cálculo distancia desde el centro de gravedad de la trabe no compuesto hasta centro de gravedad de la losa (S.4.6.2.2.1-1) 212
5.5.-d Cálculo del parámetro de rigidez longitudinal (4.6.2.2.1-1) 213
5.5.-e Parámetros de distribución para Momento en vigas Interiores (S.4.6.2.2.2b-1) 213
5.5.-f Parámetros de distribución para Corte en vigas Interiores (S.4.6.2.2.3c-1)...214
5.5.-g Parámetros de distribución para vigas Exteriores (S.4.6.2.2.2b-1).....214
5.5.-h Solicitaciones producidas en vigas Interiores.....214
5.5.-i Efectos Producidos Carga Viva.....216
5.5.-j Estados Límites Aplicables: 216
5.5.-k Esfuerzos Permisibles:.....217
5.5.-L Pérdidas en el Presfuerzo (S5.9.5) 217
5.5.-m Fuerza Inicial de Presfuerzo y Determinación Número de Torones (Estimación):.....220
5.5.-n Comprobación de Esfuerzos en el Centro de la Luz. 220
5.5.-o Diseño a Flexión, Estado Límite de Resistencia I 223
5.5.-p Resistencia Nominal a la Flexión. 224
5.5.-q Diseño a Cortante.....224

5.5.-s Acero de Confinamiento (S5.10.10.2): 230
CAPÍTULO 6.- PRESUPUESTO Y CRONOGRMA DE OBRA..... 231

6.1.- ELEMENTOS PREFABRICADOS METÁLICOS..... 231
6.1.1 TABLA DE DESCRIPCIÓN DE RUBROS, UNIDADES, CANTIDADES Y PRECIOS 231
6.1.2 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.....232
6.1.3 CRONOGRAMA DE OBRA SUPERESTRUCTURA ELEMENTOS METÁLICOS 241
6.2.- ELEMENTOS PREFABRICADOS PRESFORZADOS 242
6.2.1 TABLA DE DESCRIPCIÓN DE RUBROS, UNIDADES, CANTIDADES Y PRECIOS 242
6.2.2 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.....243
6.2.3.- CORNOGRAMA DE OBRA SUPERESTRUCTURA PUENTE DE VIGAS PRESFORZADAS 251
CAPITULO 7.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 252

BIBLIOGRAFÍA: 261

ANEXOS 263

Anexo 1 Máximo Momento de Flexión Para Vigas Simplemente Apoyadas..... 264
Anexo 2 Cálculo Factores de Distribución Viga exterior. 267
Anexo 3 Requerimientos Conectores de Corte AASTHO LRFD 6.10.7.4.1 a..... 269

INDICE DE FORMULAS

(EC 3.1) 47
(EC 3.2) 49
(EC 3.3) 50
(EC 3.4) 57
(EC 3.4) 70
(EC 3.5) 70
(EC 3.6) 71
(EC 3.7) 72
(EC 3.8) 72
(EC 3.9) 72
(EC 3.10) 73
(EC 3.11) 73
(EC 3.12) 76
(EC 3.13) 79
(EC 3.14) 80
(EC 3.15) 80
(EC 3.16) 81
(EC 3.17) 81
(EC 3.18) 82
(EC 3.19) 83
(EC 3.20) 83
(EC 3.21) 85
(EC 3.22) 85
(EC 3.23) 85
(EC 3.24) 85
(EC 3.25) 86
(EC 3.26) 86
(EC 3.27) 87
(EC 3.29) 88
(EC 3.30) 88
(EC 3.31) 89
(EC 3.32) 89
(EC 3.33) 91
(EC 3.34) 94
(EC 3.35) 94
(EC 3.36) 95
(EC 3.37) 95
(EC 3.38) 96
(EC 3.39) 96
(EC 3.40) 96
(EC 3.41) 96
(EC 3.42) 97
(EC 3.43) 97
(EC 3.44) 97
(EC 3.45) 97

(EC 3.46) 99
(EC 3.47) 99
(EC 3.48) 99
(EC 3.49) 100
(EC 3.50) 100
(EC 3.51) 100
(EC 3.52) 100
(EC 3.53) 101
(EC 3.54) 101
(EC 3.55) 102
(EC 3.56) 102
(EC 3.57) 103
(EC 3.59) 104
(EC 3.60) 104
(EC 3.61) 105
(EC 3.62) 106
(EC 3.64) 107
(EC 3.65) 108
(EC 3.66) 108
(EC 3.67) 108
(EC 3.68) 108
(EC 3.69) 109
(EC 3.70) 109
(EC 3.71) 110
(EC 3.72) 110
(EC 3.73) 110
(EC 3.74) 110
(EC 3.75) 111
(EC 3.76) 111
(EC 3.77) 111
(EC 3.78) 112
(EC 3.79) 112
(EC 3.80) 113
(EC 3.81) 113
(EC 3.82) 113
(EC 3.83) 114
(EC 3.84) 114
(EC 3.85) 115
(EC 3.86) 116
(EC 3.87) 116
(EC 3.88) 116
(EC 3.89) 116
(EC 3.90) 116
(EC 4.1) 123
(EC 4.2) 123
(EC 4.3) 124
(EC 4.4) 129

(EC 4.5) 129
(EC 4.6) 129
(EC 4.7) 130
(EC 4.8) 130
(EC 4.9) 132
(EC 4.10) 132
(EC 4.11) 132
(EC 4.12) 133
(EC 4.13) 133
(EC 4.14) 136
(EC 4.15) 137
(EC 4.3) 138
(EC 4.4) 140
(EC 4.5) 140
(EC 4.6) 141
(EC 4.7) 141
(EC 4.8) 141
(EC 4.9) 143
(EC 4.10) 143
(EC 4.11) 143
(EC 4.12) 143
(EC 4.13) 144
(EC 4.14) 146
(EC 4.15) 146
(EC 4.16) 150
(EC 4.17) 151
(EC 4.18) 151
(EC 4.19) 151
(EC 4.20) 151
(EC 4.21) 152
(EC 4.22) 152
(EC 4.23) 153
(EC 4.24) 153
(EC 4.25) 156
(EC 4.26) 157
(EC 4.27) 157
(EC 4.28) 157
(EC 4.29) 158
(EC 4.30) 158
(EC 4.31) 159
(EC 4.32) 159
(EC 4.33) 159
(EC 4.34) 160
(EC 4.35) 160
(EC 4.36) 160
(EC 4.37) 160
(EC 4.38) 160

(EC 4.39) 161
(EC 4.40) 162
(EC 4.42) 163
(EC 4.43) 163
(EC 4.44) 163
(EC 4.45) 165
(EC 4.46) 165
(EC 4.47) 165
(EC 4.48) 167
(EC 4.49) 167
(EC 4.63) 171
(EC 4.64) 172
(EC 4.65) 172
(EC 4.66) 172
(EC 4.67) 172
(EC 4.68) 173
(EC 4.69) 173
(EC 4.70) 173
(EC 4.71) 173
(EC 4.26) 174
(EC 4.28) 175
(EC 4.76) 175
(EC 4.78) 175
(EC 4.79) 176
(EC 4.32) 176
(EC 4.81) 177
EC 4.82) 177
(EC 4.83) 177
(EC 4.84) 177
(EC 4.85) 177
(EC 4.86) 177
(EC 4.87) 178
(EC 4.88) 179
(EC 4.89) 179
(EC 4.90) 180
(EC 4.91) 180
(EC 4.92) 180
(EC 4.93) 182
(EC 4.94) 182
(EC 4.95) 184
(EC 4.96) 185
(EC 4.97) 185
(EC 4.98) 185
(EC 5.1) 192
(EC 5.2) 193
(EC 5.3) 194
(EC 5.4) 194

(EC 5.5) 194
(EC 5.6) 194
(EC 5.7) 196
(EC 5.8) 197
(EC 5.9) 197
(EC 5.10) 197
(EC 5.11) 197
(EC 5.12) 198
(EC 5.13) 198
(EC 5.14) 199
(EC 5.16) 199
(EC 5.17) 199
(EC 5.18) 199
(EC 5.19) 200
(EC 5.20) 201
(EC 5.21) 201
(EC 5.22) 202
(EC 5.23) 202
(EC 5.24) 202
(EC 5.25) 202
(EC 5.26) 202
(EC 5.27) 203
(EC 5.28) 203
(EC 5.29) 203
(EC 5.30) 203
(EC 5.31) 204
(EC 5.32) 204
(EC 5.33) 204
(EC 5.34) 204
(EC 5.36) 207
(EC 5.37) 207
(EC 5.38) 207
(EC 5.39) 208
(EC 5.40) 208
(EC 5.41) 209
(EC 5.42) 209
(EC 5.43) 210
(EC 5.44) 210
(EC 5.45) 210
(EC 5.46) 210
(EC 5.47) 212
(EC 5.49) 213
(EC 5.50) 213
(EC 5.51) 213
(EC 5.52) 214
(EC 5.53) 214
(EC 5.54) 216

(EC 5.55) 216
(EC 5.56) 216
(EC 5.57) 217
(EC 5.58) 217
(EC 5.59) 217
(EC 5.60) 218
(EC 5.61) 218
(EC 5.62) 218
(EC 5.63) 219
(EC 5.64) 219
(EC 5.65) 219
(EC 5.66) 220
(EC 5.67) 221
(EC 5.68) 221
(EC 5.69) 221
(EC 5.70) 221
(EC 5.71) 222
(EC 5.72) 222
(EC 5.73) 222
(EC 5.74) 222
(EC 5.75) 223
(EC 5.76) 223
(EC 5.77) 223
(EC 5.78) 223
(EC 5.79) 224
(EC 5.80). 224
(EC 5.81) 226
(EC 5.82) 226
(EC 5.83) 227
(EC 5.84) 227
(EC 5.85) 227
(EC 5.86) 227
(EC 5.87) 228
(EC 5.88) 228
(EC 5.89) 229
(EC 5.90) 229
(EC 5.91) 229
(EC 5.92) 229

INDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.1 ELEMENTOS BÁSICOS DE UN PUENTE 5
FIGURA 1.2 SECCIÓN TRANSVERSAL PUENTE 6
FIGURA 1.3 ACERAS PEATONALES 6
FIGURA 1.5 LOSA DE TRANSICIÓN (PAVIMENTO) 8
FIGURA 1.6 DETALLE JUNTA DE DILATACIÓN. 9
FIGURA 1.7 SISTEMAS DE APOYO EN PUENTES 10
FIGURA 1.8 PUENTES IRREGULARES EN PLANTA Y ELEVACIÓN 12
FIGURA 1.9 DIAGRAMA ESFUERZO DEFORMACIÓN ACERO ESTRUCTURAL 16
FIGURA 1.10 PROBETA PARA PRUEBA DE CHARPY, MUESCA (INCISIÓN) EN V. 17
FIGURA 1.11 PROCEDIMIENTO PRUEBA DE CHARPY, MUESCA (INCISIÓN) EN V. 17
FIGURA 1.12 RESULTADOS PRUEBA DE CHARPY, MUESCA (INCISIÓN) EN V. 18
FIGURA 1.13 MOMENTOS FLEXIONANTES VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS 21
FIGURA 1.14 ESFUERZOS AL CENTRO DEL CLARO Y EN LOS EXTREMOS DE VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS 21
FIGURA 1.15 TRAYECTORIAS TÍPICAS EN ELEMENTOS PRETENSADOS. 23
FIGURA 1.16 TRAYECTORIAS TÍPICAS EN ELEMENTOS POSTENSADOS 24
FIGURA 1.17 TORÓN TÍPICO 26
FIGURA 1.18 CURVAS FUERZA – DEFORMACIÓN DE TRES TORONES DE DISTINTO DIÁMETRO 28
FIGURA 1.19 GRÁFICA CARGA-DEFLEXIÓN DE UNA VIGA PRESFORZADA TÍPICA 28
FIGURA 2.1 SECCIÓN LONGITUDINAL DE DISEÑO 34
FIGURA 2.2 SECCIÓN TRANSVERSAL DE DISEÑO TIPO “A” 35
FIGURA 2.3 SECCIÓN TRANSVERSAL DE DISEÑO TIPO “B” 35
FIGURA 2.4 CAMIÓN DE DISEÑO (FUENTE AASTHO LRFD) 35
TABLA 2.1 (2.5.2.6.3-1) PROFUNDIDADES MÍNIMAS PARA SUPERESTRUCTURAS DE PERALTE CONSTANTE 37
FIGURA 2.5 SECCIÓN TÍPICA AASTHO TIPO 5 (CM) 38
FIGURA 2.6 SECCIONES TRANSVERSALES DE ANÁLISIS PUENTE PRESFORZADO (M) 39
FIGURA 2.7 SECCIONES TRANSVERSALES DE ANÁLISIS PUENTE METÁLICO (M) 39
FIGURA. 2.8 SECCIÓN DE ANÁLISIS BASE, ESTRUCTURA METÁLICA 40
FIGURA 3.1 CAMIÓN DE DISEÑO HL-93 (FUENTE: AASTHO LRFD 2010) 45
FIGURA 3.2 TÁNDEM DE DISEÑO (FUENTE AASTHO LRFD 2010) 45
FIGURA 3.3 CARRIL DE DISEÑO (FUENTE: PUENTES LRFD MC. ING. ARTURO RODRÍGUEZ) 46
FIGURA 3.4 SECCIÓN PRELIMINAR DE DISEÑO, VIGA AASTHO TIPO V 62
FIGURA 3.5 SECCIÓN FINAL DE DISEÑO, VIGA AASTHO TIPO VI 62
FIGURA 3.6 CONVENCIÓN DE SIGNOS, ACCIÓN DE EXTREMO FIJO. 75
FIGURA 3.7 PARÁMETROS DE CORTE, MÍNIMO REFUERZO TRANSVERSAL V_P=0 87
FIGURA 3.8 SECCIÓN TÍPICA VIGA METÁLICA 94
FIGURA 3.9 MOMENTO DE FUERZAS PLÁSTICAS SOBRE EL EJE NEUTRO PLÁSTICO 98
FIGURA 3.10 CÁLCULO DC PARA FLEXIÓN, REGIÓN POSITIVA. 106
FIGURA 3.11 SECCIÓN TÍPICA RIGIDIZADORES TRANSVERSALES. 111

FIGURA 3.12 PANDEO LATERAL TORSIONAL. 115
FIGURA 4.3 SECCIÓN TRANSVERSAL DE DISEÑO TIPO “A” 122
FIGURA 4.4 SECCIÓN TRANSVERSAL DE DISEÑO TIPO “B” 122
FIGURA 4.5 DIAGRAMA DE MOMENTOS, SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO “A” 125
(PESO PROPIO LOSA) 125
FIGURA 4.6 MOMENTOS EN LA SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO “A” DEBIDO A LA CAPA DE RODADURA.....126
(0,130 t/m) 126
FIGURA 4.7 SECCIÓN DE DISEÑO LOSA APOYADA SOBRE SECCIONES METÁLICAS 127
FIGURA 4.8 SECCIÓN TRANSVERSAL ACERO EN LOSA 130
FIGURA 4-9 CONTROL AL FISURAMIENTO (MOMENTO POSITIVO) 131
FIGURA 4.10 CONTROL AL FISURAMIENTO (MOMENTO NEGATIVO) 134
FIGURA 4-11 SECCIÓN TRANSVERSAL PARAPETO HORMIGÓN TIPO F.....135
FIGURA 4-13 SECCIÓN TRANSVERSAL ACERO EN LOSA 142
FIGURA 4-14 CONTROL AL FISURAMIENTO (MOMENTO NEGATIVO).....144
FIGURA 4.16 SECCIONES DE ANÁLISIS, ESTRUCTURA METÁLICA TIPO “A” 148
FIGURA 4.17 MOMENTO DE FUERZAS PLÁSTICAS SOBRE EL EJE NEUTRO PLÁSTICO.....153
FIGURA 4.18 (D6.3.1-1) PROFUNDIDAD DEL ALMA EN COMPRESIÓN RANGO ELÁSTICO.....166
FIGURA 4-19 B VIGA DE ENSAYO (SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO B).....169
Fig. 4.21 Rigidizadores Transversales Intermedios.....176
FIGURA 4.24 ESFUERZOS SOBRE LOS PATINES ESTADO LÍMITE DE SERVICIO II 185
FIGURA 5.1 ESTRUCTURA BASE DE DISEÑO. 187
FIGURA 5.2 CAMIÓN DE DISEÑO HL-93 (FUENTE: AASTHO LRFD 2010) 187
FIGURA 5.3 SECCIÓN TRANSVERSAL DE DISEÑO TIPO “A” 188
FIGURA 5.4 SECCIÓN TRANSVERSAL DE DISEÑO TIPO “B” 188
FIGURA 5.5 SECCIÓN DE DISEÑO TRABE TIPO AASTHO LRFD VI.....192
FIGURA 5.6 CÁLCULO PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA SECCIÓN.....193
FIGURA 5.8 SECCIÓN DE DISEÑO TRABE TIPO AASTHO LRFD VI (FUENTE AASTHO LRFD 2010) 212

INDICE DE TABLAS

TABLA 1.1 COMPOSICIÓN QUÍMICA ACERO ESTRUCTURAL 20
TABLA 3.1 (3.6.1.1.2-1) FACTORES DE PRESENCIA MÚLTIPLE. (FUENTE AASTHO LRFD 2010) 46
TABLA 3.2 INCREMENTO POR CARGA DINÁMICA (FUENTE AASTHO LRFD 2010) ..47
TABLA 3.3 (3.4.1- 1) COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA.....52
TABLA 3.4 (4.6.2.1.3-1) ANCHO DE FRANJA PARA TABLEROS EN PUENTES. 54
TABLA 3.5 FACTORES DE CARGA PARA CARGAS PERMANENTES γ_P 57
TABLA 3.6 (S.A 4.1-1) MÁXIMOS MOMENTOS POR SOBRECARGA POR UNIDAD DE ANCHO, N-MM/MM 59
TABLA 3.7 (S.A 4.1-1) MÁXIMOS MOMENTOS POR SOBRECARGA POR UNIDAD DE ANCHO, T-M/M 60
TABLA 3.7 (4.6.2.2.1-1) SUPERESTRUCTURAS HABITUALES.....63
TABLA 3.8 (4.6.2.2.2B-1) DISTRIBUCIÓN DE SOBRECARGAS PARA MOMENTOS VIGAS INTERIORES 64
TABLA 3.9 (4.6.2.2.2D-1) SOBRECARGAS POR CARRIL PARA VIGAS LONGITUDINALES EXTERIORES.....66
TABLA: 3.10 (LRFD TABLA 5.9.3-1) LÍMITES DE TENSIÓN PARA TENDONES DE PRETENSADO 67
TABLA 3.11 (LRFD TABLA 5.9.4.1.2-1) LÍMITE DE TENSIÓN DE TRACCIÓN EN EL HORMIGÓN ANTES DE LAS PÉRDIDAS. 68
TABLA 3.12 (LRFD 5.9.4.2.1-1) LÍMITES PARA TENSIÓN, HORMIGÓN PRETENSADO, DESPUÉS DE LAS PÉRDIDAS 69
TABLA 3.13 (5.9.4.2.2-1) LÍMITES PARA LA TENSIÓN PARA HORMIGÓN PRETENSADO, ESTADO LÍMITE DE SERVICIO, LUEGO DE PRODUCIRSE LAS PÉRDIDAS 69
TABLA 3.14 (5.7.3.1.1-1) 71
TABLA 3.15 CONVENCIÓN DE SIGNOS, ACCIÓN DE EXTREMO FIJO. 75
TABLA 3.16 (5.9.5.3-1) PÉRDIDAS DEPENDIENTES DEL TIEMPO 77
TABLA 3.17 (5.9.3-1) LÍMITES DE TENSIÓN PARA TENDONES PRETENSADOS 78
TABLA 3.18 COMPONENTES DE CARGA MUERTA A SER CONSIDERADOS DENTRO DEL DISEÑO DE LAS VIGAS DE ACERO. 93
TABLA 3.19 (3.6.2.1-1) INCREMENTO POR CARGA DINÁMICA. 103
TABLA 3.19 (3.6.1.4.2.1) FRACCIÓN DE TRÁFICO DE CAMIONES (CARRIL ÚNICO) 105
TABLA 4.1 MOMENTOS DE DISEÑO PARA LOSAS, SECCIÓN TRASVERSAL TIPO “A” SOBRECARGA (t-m/m) 127
TABLA 4.2 RESUMEN CÁLCULO MOMENTO NEGATIVO 128
TABLA 4.3 RESUMEN CÁLCULO MOMENTO POSITIVO. 128
TABLA A4-1 MÁXIMOS MOMENTOS POR SOBRECARGA POR UNIDAD DE ANCHO (“B”) (t-m/m) 138
TABLA 4.4 RESUMEN CALCULO MOMENTO NEGATIVO 139
TABLA 4.5 RESUMEN CALCULO MOMENTO POSITIVO. 139
TABLA 4-6 COMBINACIONES Y FACTORES DE CARGA (FUENTE: AASTHO LRFD 2010) 148
TABLA 4-7 FACTORES DE RESISTENCIA (FUENTE: AASTHO LRFD 2010).....149

TABLA 4-8 PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN. 149
TABLA 4.9 COMPONENTES CARGA MUERTA. 150
TABLA 4.10 EFECTOS DEBIDO A CARGAS PERMANENTE 150
TABLA 4.13 CÁLCULO DE ESFUERZO SOBRE LOS PATINES 166
TABLA 4.14 ESFUERZOS SOBRE LOS PATINES ESTADO LÍMITE DE SERVICIO II .167
TABLA 4-15 COMBINACIONES Y FACTORES DE CARGA 169
TABLA 4-16 FACTORES DE RESISTENCIA 170
TABLA 4-17 PROPIEDADES GEOMÉTRICAS SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO “B” ...170
TABLA 4.18 COMPONENTES CARGA MUERTA. 171
TABLA 4.19 EFECTOS DEBIDO A CARGAS PERMANENTE SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO “B.....171
TABLA 4.20 CARGAS DE DISEÑO SECCIÓN TIPO “B” 173
TABLA 4.22 (6.6.2.1.5.3) UMBRAL DE FATIGA (AMPLITUD CONSTANTE) 181
TABLA 4.23 CÁLCULO DE ESFUERZO SOBRE LOS PATINES ESTADO LÍMITE DE FATIGA.....183
TABLA 5.1 MÁXIMOS MOMENTOS POR SOBRECARGA POR UNIDAD DE ANCHO, t-m/m 189
TABLA A4-1 MÁXIMOS MOMENTOS POR SOBRECARGA POR UNIDAD DE ANCHO (t-m/m) 191
TABLA 5.2 SOLICITACIONES POR ELEMENTOS ESTÁTICOS 195
TABLA 5.3 MOMENTOS DE DISEÑO PARA ELEMENTOS ESTÁTICOS 196
TABLA 5.4 VALORES DE DISEÑO PARA CORTE: 196
TABLA 5.5 SOLICITACIONES CORTE ABSCISA X = 0,50 M 205
TABLA 5.6 SOLICITACIONES CORTE ABSCISA X = 10 M 205
TABLA 5.9 SOLICITACIONES POR ELEMENTOS ESTÁTICOS 215
TABLA 5.10 MOMENTOS DE DISEÑO PARA ELEMENTOS ESTÁTICOS (MITAD DEL VANO) 215
TABLA 5.11 VALORES DE DISEÑO PARA CORTE: 216
TABLA 5.12 SOLICITACIONES CORTE ABSCISA X = 0,50 M 225
TABLA 5.13 SOLICITACIONES CORTE ABSCISA X = 5 M 225
TABLA 5.14 SOLICITACIONES CORTE ABSCISA X = 10 M 225
TABLA 5.15 VALORES DE K (FUENTE AASTHO LRFD 2010) 226

RESUMEN

Los elementos prefabricados se han convertido en opciones viables dentro del armado de estructuras donde por diferentes motivos la conformación en situ de los componentes no es posible. Aunque su uso dentro del mercado ecuatoriano es limitado, en los últimas dos décadas el uso de elementos de acero ha acaparado un mercado importante, esto debido a sus características como material y su comportamiento estructural, su uso en cantidades importantes dentro de la construcción viene de la mano de procesos más económicos para su fabricación, por otra parte, el uso de elementos presforzados es mínimo, esto debido a las condiciones de mercado que se expondrán en los siguientes capítulos de este documento.

El objeto del presente documento es el de exponer el proceso de diseño de la superestructura de un puente, utilizando elementos prefabricados de tipo metálico y presforzados, resaltando las diferentes consideraciones a la hora del uso de cada uno de los materiales, para lo cual se partirá de una estructura base, con similares características de diseño, y se utilizarán para ambas estructuras los parámetros de diseño del AASTHO LRFD 2010, para luego de obtener las estructuras definidas, proceder al levantamiento de secciones definitivas y realizar una comparación entre los dos procesos antes descritos, con el propósito de realizar una comparación que abarque todos los aspectos representativos dentro del desarrollo de obra civil, se acompaña los diseños con el estudio de precios en el mercado mediante el desarrollo de precios unitarios, y cronogramas de obra valorados.

CAPÍTULO 1 CONCEPTOS BÁSICOS DISEÑO PUENTES

1.1 INTRODUCCIÓN

Este capítulo abarcará una introducción a puentes, haciendo hincapié en el proceso que debe realizarse para elaborar el diseño de un puente y la metodología a aplicarse para el análisis del mismo.

Los puentes afectan a las personas, las personas los usan y los ingenieros los diseñan, para luego ser construidos y mantenerlos en funcionamiento. La ingeniería en puentes demanda una planeación y una estructuración antes de ser construidos, es por aquello que generalmente se procede a considerar la clase de puente basándose en especificaciones como: selección del tipo de puente, análisis de los efectos de cargas, resistencia de la sección transversal, todos estos aspectos deben de analizarse de conformidad con las especificaciones relacionadas al tema. Todos estos temas deben ser considerados no dejando de lado el factor más importante del puente, que es el factor humano.

La ingeniería asociada con puentes usualmente se encuentra relacionada con varias aspectos de la planeación, diseño y administración de un puente, esta situación hace que el equipo de diseño trabaje a la par de los demás involucrados dentro del desarrollo del puente, como son los departamentos de arquitectura, de obras civiles , estructurales , obras mecánicas y eléctricas. Es por aquello que no puede aislarse el diseño de un puente a únicamente una relación esfuerzos existentes y la capacidad de la estructura para soportarlos, por ese motivo la planeación y el diseño de puentes es en parte un arte y por otra compromiso. La importancia del análisis conceptual en el diseño de puentes radica en la importancia de enfatizar debidamente la magnitud de los posibles

problemas futuros dentro de la estructura, el diseñador debe primero visualizar e imaginar el puente en función de determinar sus aspectos principales y futuro desempeño.

Sin duda los factores de seguridad y economía son fundamentales dentro de las consideraciones de diseño, los valores técnicos y económicos son indiscutibles, pero no cubren todo el proceso de diseño. El diseño de puentes es un problema de ingeniería complejo, el proceso incluye consideraciones como escoger el sistema, tipo, material, dimensiones, cimentaciones, aspectos estéticos, y la influencia del lugar donde este va a ser concebido. Con el fin de determinar todos los anteriores aspectos, y darles solución a estas interrogantes, se parte de un diseño preliminar en el cual se consideran de manera conceptual este tipo de interrogantes.

El diseño preliminar consiste en la búsqueda comprensiva de las actuales aplicaciones de práctica y análisis dentro de la ingeniería de puentes, partiendo desde una hipótesis y una necesidad para determinar varias alternativas, y por consiguiente las futuras soluciones. En función de determinar los parámetros de diseño en el puente, es necesario primero visualizarlo, es por aquello que la creatividad del diseñador radica en su imaginación. Es largamente reconocido que el diseño se fundamenta en la experiencia adquirida por el diseñador en el pasado.

Dentro del diseño preliminar es necesario encontrar un esquema racional científico para el diseño concebido, además una parte esencial del diseño preliminar radica en seleccionar el esquema más apropiado para la estructura, lo anterior no radica en fórmulas ni en una única solución, se basa enteramente en la experiencia del diseñador, y su conocimiento ante la normativa vigente, además se apoyara en estudios complementarios como son:

a. Estudios topográficos.

Posibilitan la definición precisa de la ubicación y dimensiones de los elementos estructurales, así como información básica para los otros estudios.

b. Estudios de hidrología e hidráulicos

Establecen las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río.

c. Estudios geológicos y geotécnicos

Establecen las características geológicas, tanto locales como generales de las diferentes formaciones geológicas que se encuentran, identificando tanto su distribución como sus características geotécnicas correspondientes.

d. Estudios de riesgo

Tienen como finalidad determinar los espectros de diseño que definen las componentes horizontal y vertical del sismo a nivel de la cota de cimentación.

e. Estudios de impacto ambiental

Identifican el problema ambiental, para diseñar proyectos con mejoras ambientales y evitar, atenuar o compensar los impactos adversos.

f. Estudios de tráfico Estudios de tráfico

Cuando la magnitud de la obra lo requiera, será necesario efectuar los estudios de tráfico correspondiente a volumen y clasificación de tránsito en puntos establecidos, para determinar las características de la infraestructura vial y la superestructura del puente.

g. Estudios complementarios

Son estudios complementarios a los estudios básicos como: instalaciones eléctricas, instalaciones sanitarias, señalización, coordinación con terceros y cualquier otro que sea necesario al proyecto.

h. Estudios de trazo y diseño vial de los accesos

Definen las características geométricas y técnicas del tramo de carretera que enlaza el puente en su nueva ubicación con la carretera existente.

i. Estudio de alternativas a nivel de anteproyecto

Propuesta de diversas soluciones técnicamente factibles, para luego de una evaluación técnica-económica, elegir la solución más conveniente.

LA finalidad de este documento es el de analizar la metodología de diseño, aplicaciones prácticas, consideraciones de diseño, ingeniería de procesos, y respuesta estructural de los elementos prefabricados con mayor aceptación en el país, para ello partiremos de los conceptos básicos que se refieren a un puente como estructura, para luego profundizar en metodologías y normas de diseño.

1.2 CONCEPTOS BÁSICOS:

1.2.1 Puente:

Un puente es una obra que se construye para salvar un obstáculo dando así continuidad a una vía. Suele sustentar un camino, una carretera o una vía férrea, pero también puede transportar tuberías y líneas de distribución de energía. Los puentes que soportan un canal o conductos de agua se llaman acueductos. Aquellos construidos sobre terreno seco o en un valle, viaductos. Los que cruzan autopistas y vías de tren se llaman pasos elevados.

Constan fundamentalmente de dos partes:

a) La superestructura conformada por: tablero que soporta directamente las cargas; vigas, armaduras, cables, bóvedas, arcos, quienes transmiten las cargas del tablero a los apoyos.

b) La infraestructura conformada por: pilares (apoyos centrales); estribos (apoyos extremos) que soportan directamente la superestructura; y cimientos, encargados de transmitir al terreno los esfuerzos.

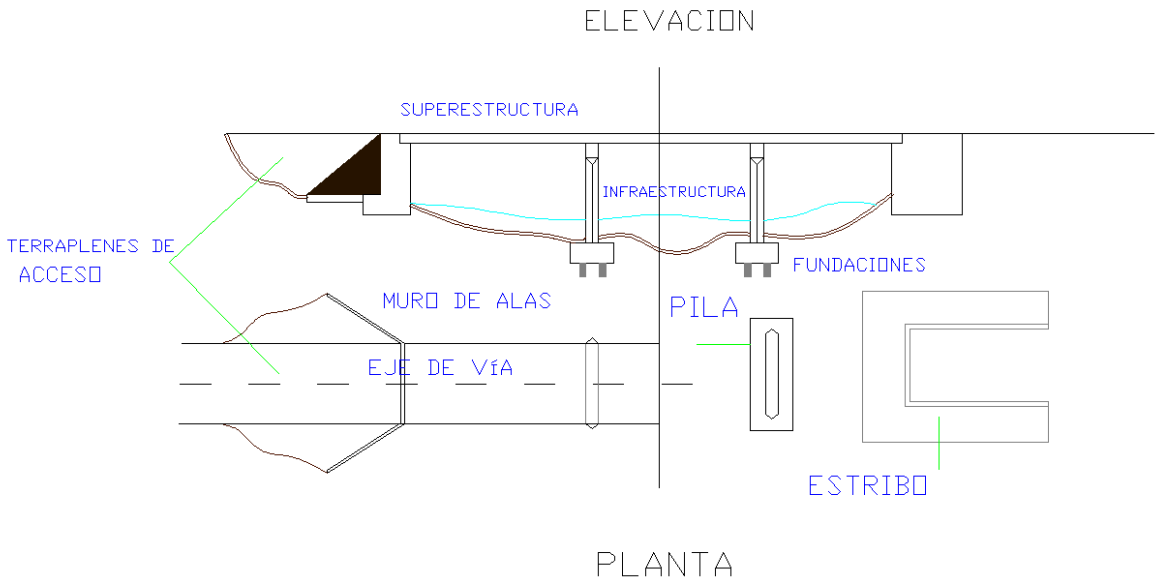


FIGURA 1.1 ELEMENTOS BÁSICOS DE UN PUENTE

Para poder abordar de manera más simple el estudio de puentes, es necesario identificar cada uno de los componentes de la superestructura, haciendo hincapié en su función estructural. El presente estudio radica en el análisis y diseño de la superestructura por lo cual no se abordarán conceptos relacionados con la infraestructura de un puente.

1.2.2 Elementos de la superestructura:

a.- Tablero: El tablero soporta directamente las cargas dinámicas (tráfico) y por medio de las armaduras transmite sus tensiones a estribos y pilas, que, a su vez, las hacen llegar a los cimientos, donde se disipan en la roca o terreno circundantes, también se le conoce como la capa de rodadura, es decir donde el tráfico de vehículos y personas se desarrolla.

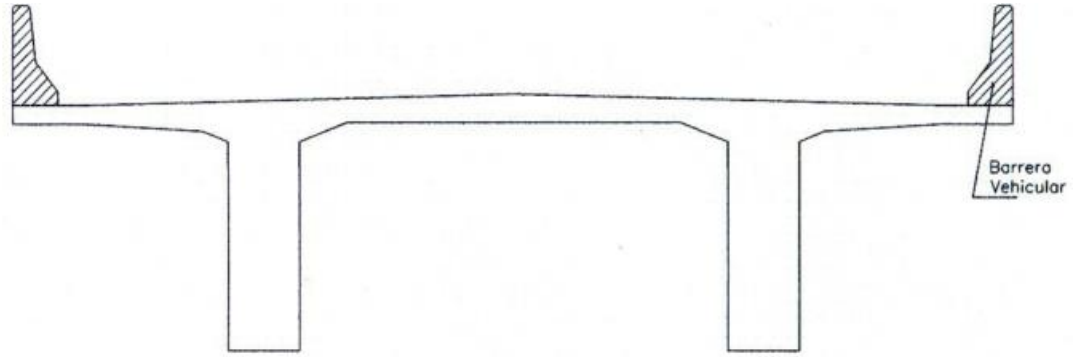
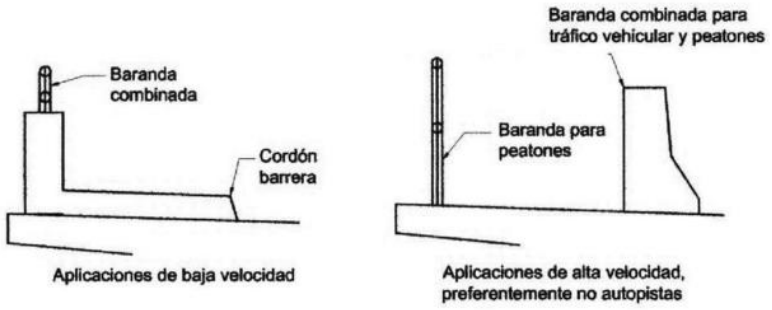


FIGURA 1.2 SECCIÓN TRANSVERSAL PUENTE
FUENTE: CIRIA BRIDGE DETAILING GUIDE 1990

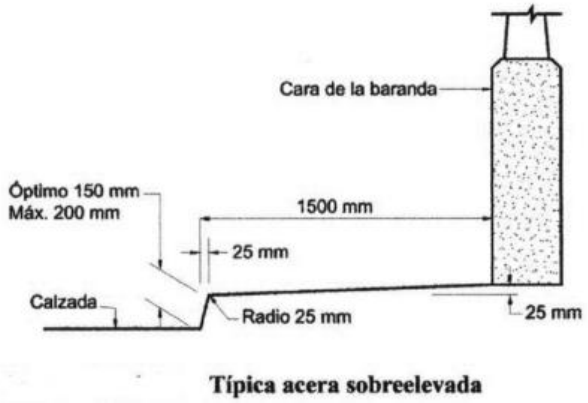
b.- Bermas: Una berma es la porción contigua al carril que sirve de apoyo a los vehículos que se estacionan por emergencias. Su ancho varía desde un mínimo de 0.60 m en carreteras rurales menores, siendo preferible 1.8 a 2.4 m, hasta al menos 3.0 m, y preferentemente 3.6 m, en carreteras mayores. Sin embargo debe tenerse en cuenta que anchos superiores a 3.0 m predisponen a su uso no autorizado como vía de tráfico.

c. -Veredas

Utilizadas con fines de flujo peatonal o mantenimiento. Están separadas de la calzada adyacente mediante un cordón barrera, una barrera (baranda para tráfico vehicular) o una baranda combinada. El ancho mínimo de las veredas es 0.75 m.



Aceras peatonales



Típica acera sobreelevada

FIGURA 1.3 ACERAS PEATONALES

FUENTE: MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS Y PRESFORZADAS ANIPPAC 2006

d.- Cordón barrera

Tiene entre otros propósitos el control del drenaje y delinear el borde de la vía de tráfico. Su altura varía en el rango de 15 a 20 cm, y no son adecuados para prevenir que un vehículo deje el carril.

e.- Barandas

Se instalan a lo largo del borde de las estructuras de puente cuando existen pases peatonales, o en puentes peatonales, para protección de los usuarios. La altura de las barandas será no menor que 1.10 m, en ciclo vías será no menor que 1.40 m. Una baranda puede ser diseñada para usos múltiples (caso de barandas combinadas para peatones y vehículos) y resistir al choque con o sin la acera. Sin embargo su uso se debe limitar a carreteras donde la velocidad máxima permitida es 70 km/h. Para velocidades mayores o iguales a 80 km/h, para proteger a los peatones es preferible utilizar una barrera.

f.- Barreras de hormigón (o barandas para tráfico vehicular)

Su propósito principal es contener y corregir la dirección de desplazamiento de los vehículos desviados que utilizan la estructura, por lo que deben estructural y geométricamente resistir al choque. Brindan además seguridad al tráfico peatonal, ciclista y bienes situados en las carreteras y otras áreas debajo de la estructura. Deben ubicarse como mínimo a 0.60 m del borde de una vía y como máximo a 1.20 m. En puentes de dos vías de tráfico puede disponerse de una barrera como elemento separador entre las vías. No debe colocarse barandas peatonales (excepto barandas diseñadas para usos múltiples) en lugar de las barreras, pues tienen diferente función. Mientras las barandas evitan que los peatones caigan del puente, las barreras contienen y protegen el tránsito vehicular.

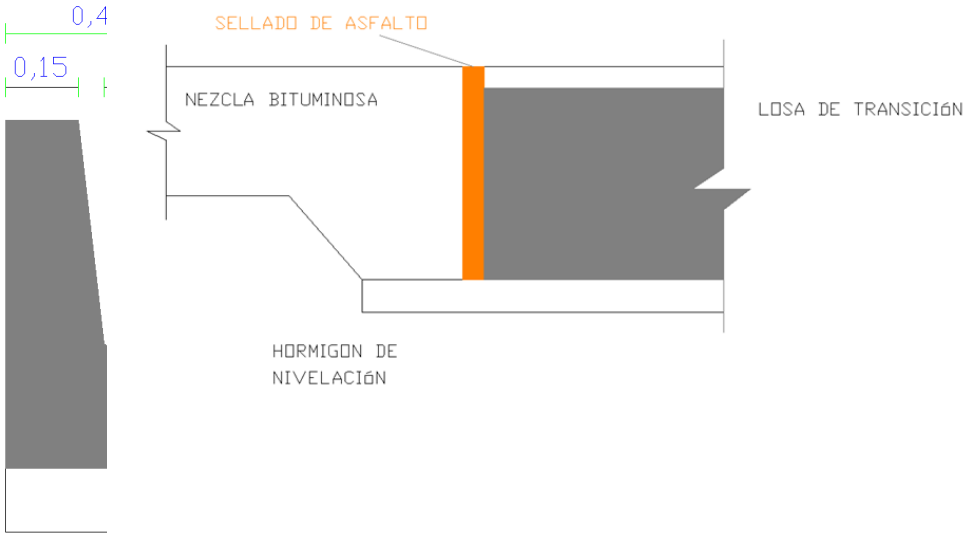


FIGURA 1.4 BARRERA DE HORMIGÓN TÍPICA

g.- Losas de transición

Son losas de transición con la vía o carretera, apoyadas en el terraplén de acceso. Se diseñan con un espesor mínimo de 0.20 m.

FIGURA 1.5 LOSA DE TRANSICIÓN (PAVIMENTO)

h.- Juntas de dilatación

Para permitir la expansión o la contracción de la estructura por efecto de los cambios de temperatura, se colocan juntas en sus extremos y otras secciones intermedias en que se

requieran. Las juntas deben sellarse con materiales flexibles, capaces de tomar las expansiones y contracciones que se produzcan y ser impermeables.

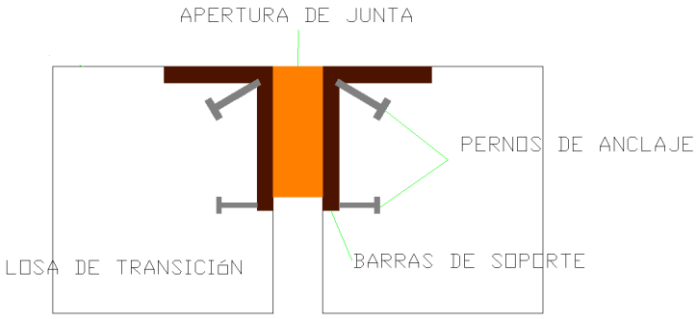


FIGURA 1.6 DETALLE JUNTA DE DILATACIÓN.

1.2.3 TIPOS DE PUENTES

Es conveniente realizar una clasificación de este tipo de estructuras, como método común para realizar este trabajo se toma como característica de referencia la longitud del mismo, tipo estructural, importancia, resistencia lateral y geometría**.**

1.2.3.1 TAMAÑO

En función a la longitud del claro de procede a realizar la siguiente clasificación:

Tipo Alcantarillas L< 6 m

Puentes de Claro Medio 6m < 60m (motivo del estudio)

Puentes de grandes claros L> 60 m

1.2.3.2 TIPO ESTRUCTURAL

En relación a su comportamiento estático los puentes se pueden clasificar como simplemente apoyados y continuos, los últimos incluyen puentes de claros medios, con continuidad solamente en la superestructura, hasta puentes colgantes y atirantados.

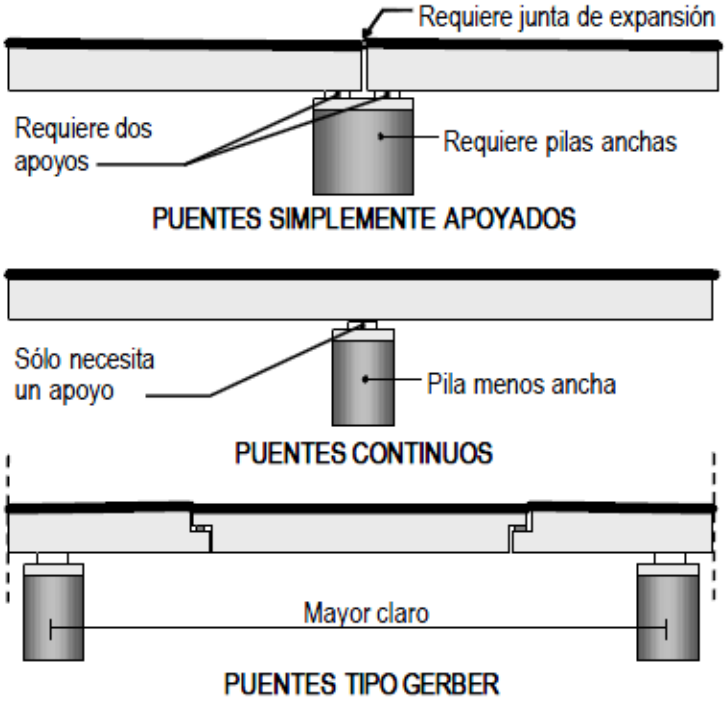


FIGURA 1.7 SISTEMAS DE APOYO EN PUENTES
FUENTE: MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS Y PRESFORZADAS ANIPPAC 2006

Como premisa, la diferencia en el uso de puentes continuos o simplemente apoyados es la reducción del momento en el uso de los primeros en el centro del claro, de esta manera se obtienen estructuras con mayor capacidad de cobertura, las mismas necesitarías de peraltes mayores en sus secciones si se desease el uso del sistema simplemente apoyado.

El uso de puentes cuyos apoyos son continuos permite un uso menor del número de apoyos, así como la deflexión y la vibración en estos son menores, hay que tener especial atención en el uso de este tipo de sistemas cuando se prevé que dentro de las condiciones del proyecto se presenten asentamientos diferenciados considerables, es decir ante la presencia de suelos blandos su uso es restringido, dentro del análisis y diseño de este tipo de puentes es más complejo, **para la elaboración de este documento se optó por el uso de puentes simplemente apoyados, debido a que los**

efectos de las solicitaciones son apreciables con mayor facilidad, y el objetivo del presente a priori es el de comparar dos tipos de sistemas constructivos, independientemente de condiciones específicas dadas por cada proyecto.

Una combinación eficiente de ambos tipos de estructuración es la solución tipo Gerber. En esta solución se coloca una trabe central simplemente apoyada justo en los sitios correspondientes a los puntos de inflexión, momento igual a cero, de una viga continua. Este es un sistema adecuado para usar elementos pretensados en esa viga central y otros con las mismas características, ya sean también pretensados, reforzados o postensados colados en sitio, formando el voladizo o cantiliver.

1.2.3.3 DE ACUERDO A SU IMPORTANCIA

En otros países se realiza una clasificación en relación al tipo de uso de cada estructura, utilizando factores como son el número de usuarios, redundancia estructural, y zonas donde estos se asientan para el presente documento no se realizara una distinción de este tipo debido a que en la normativa de diseño aplicada para el país se consideran todas las estructuras en estudio como fundamentales.

1.2.3. 4 DE ACUERDO A SU RESISTENCIA LATERAL.

En relación al sitio donde se prevé realizar el puente, este puede verse influenciado por las condiciones del lugar, por lo tanto la resistencia lateral de la estructura cambia, como se menciono con anterioridad no se pretende realizar un análisis para un caso específico, este documento no abarca el diseño de la cimentación del puente, por lo tanto no se clasificará nuestra estructura utilizando estos parámetros de referencia.

1.2.3.5 DE ACUERDO A SU GEOMETRÍA

Dentro de este tópico se realiza una distinción simple considerando dos tipos de estructuras, las simples y las irregulares, para que una estructura sea considerada irregular debe cumplir con al menos una de las siguientes características.

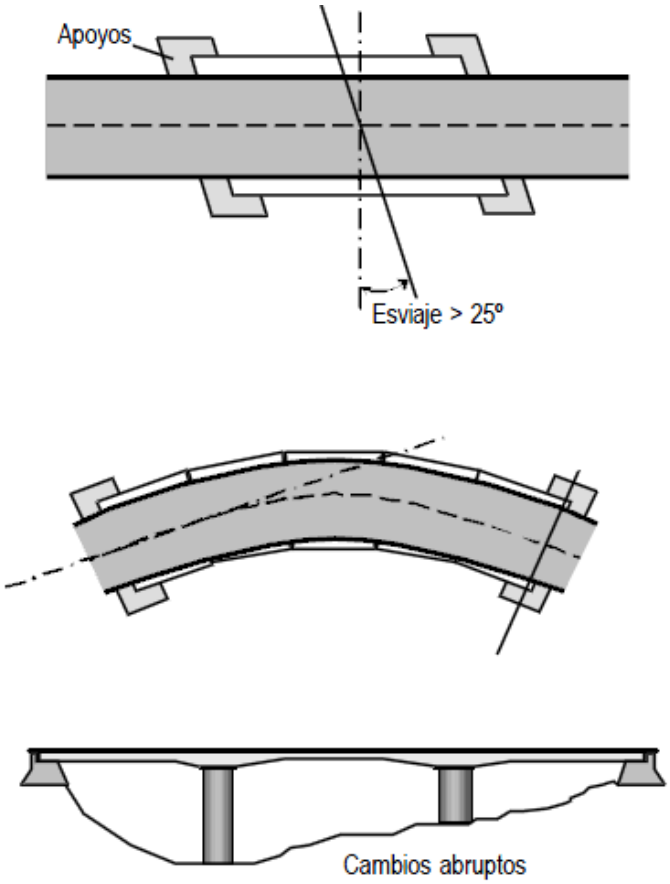


FIGURA 1.8 PUENTES IRREGULARES EN PLANTA Y ELEVACIÓN
FUENTE: MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS Y PRESFORZADAS ANIPPAC 2006

a.- Puentes en línea recta, con apoyos que formen ángulos mayores a los 25° de desviación con el eje de la calzada.

b.- Puentes curvos cuyos estribos, posean un ángulo de desviación mayor a los 25 ° en relación al eje de la calzada

c.- Se aprecie cambios en la rigidez lateral a lo largo de la estructura, para que un cambio sea considerado abrupto debe exceder una variación mayor al 25 % de apoyo a apoyo

1.3 MATERIALES PARA PUENTES

Existen varios materiales que son usados para puentes, que van desde piedras naturales, hasta elementes prefabricados, estos últimos son el motivo de este análisis, y particularmente los elementos prefabricados de acero y hormigón presforzado, motivo por el cual se hará mención a solamente las características de estos materiales.

1.3.1 ACERO ESTRUCTURAL

1.3.1 Introducción

El uso del acero estructural se ha proliferado desde el siglo XIX cuando se optimiza el desarrollo del material haciéndolo más económico, la supuesta perfección de este material, radica en su gran resistencia, poco peso y facilidad en su fabricación. La alta resistencia de este material por unidad de peso implica que será relativamente bajo el peso de la estructura, esto se vuelve determinante en la fabricación de puentes de grandes claros, edificios altos y estructuras con condiciones deficientes en la cimentación.

Las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo como es el caso de las estructuras de hormigón, donde se aprecia cambios tanto en las propiedades de las secciones como en la composición inicial del material, el acero se acerca más en su comportamiento a la hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, esto debido a que su comportamiento se asemeja a la ley de Hooke hasta esfuerzos considerablemente altos, además las propiedades geométricas, inercia de la sección , se puede calcular de manera exacta. SI el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado, esta perdurará por un periodo mayor a las estructuras compuestas de hormigón reforzado.

La ductilidad es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión, el acero estructural se comportara de acuerdo a composición de materiales como este se conforme, por ejemplo cuando se prueba a tensión acero estructural con bajo contenido de carbono, se produce una reducción considerable de la sección transversal antes de presentarse la fractura. En miembros sometidos a cargas normales se desarrollan altas concentraciones de esfuerzos en varios puntos, la naturaleza del acero permite fluir localmente en aquellos puntos, evitándose así las fallas prematuras, la más evidente de sus ventajas es la de presentar deformaciones visibles antes de su falla.

Otra de las ventajas del acero estructural son las siguientes:

- gran facilidad para unir diversos miembros por medio de varios tipos de conexión.
- Prefabricado
- Rapidez de montaje
- Gran capacidad para laminarse.
- Resistencia a la fatiga
- Posibilidad de reciclaje del material.

El comportamiento del acero estructural se lo aprecia en los diagramas de esfuerzo versus deformación, los mismos ofrecen la información necesaria para entender el comportamiento del material, en él se aprecia que cuando el esfuerzo en la sección alcanza un valor aproximado a un medio de la resistencia última, las deformaciones aumentaran sin producirse un incremento correspondiente de esfuerzo. El mayor esfuerzo para el cual la ley de HOOKE aún es válida, es el punto más alto de la porción recta del diagrama, se le denomina límite de proporcional, el mayor esfuerzo que un

material puede resistir sin presentar deformaciones permanentes se conoce como el límite elástico.

El esfuerzo en el que se presenta un incremento brusco en las deformaciones sin un incremento de esfuerzo, se denomina esfuerzo de fluencia, y corresponde para el primer punto del diagrama esfuerzo – deformación para el cual la tangente a la curva es horizontal. Cabe destacar que el diseño a presentarse en el capítulo 4 se basa en el esfuerzo de fluencia del material, debido a que no se prevé deformaciones plásticas en las secciones a ser utilizadas, la principal ventaja de la ductilidad de este material radica en que de presentarse un punto que alcance el esfuerzo de fluencia en la estructura, esta cederá localmente sin incremento en el esfuerzo, lo cual desemboca en la posibilidad de reajustar esfuerzos en la estructura, para el diseño en acero estructural se descarta la porción del diagrama llamada de endurecimiento por deformación debido a la presencia de deformaciones considerables, la siguiente curva es típica de los aceros estructurales dúctiles y se supone como semejante para miembros a tensión o a compresión, la forma del diagrama puede variar de acuerdo a la velocidad de carga, tipo de acero y temperatura.

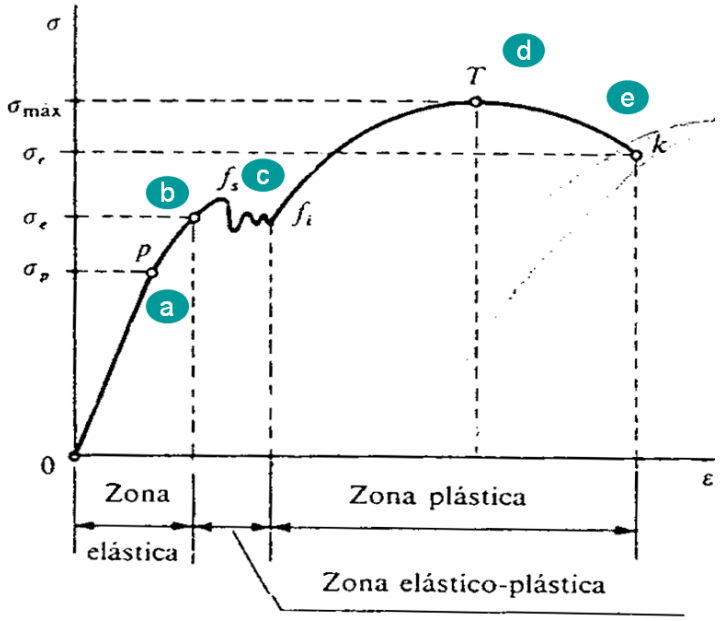


FIGURA 1.9 DIAGRAMA ESFUERZO DEFORMACIÓN ACERO ESTRUCTURAL
FUENTE: CRC BRIDGE DETAILING GUIDE

El acero es una aleación que está compuesta principalmente de hierro (más del 98%).Contiene también pequeñas cantidades de carbono, silicio, manganeso, azufre, fósforo y otros elementos. El carbono es el elemento que tiene mayor influencia en las características del acero, la dureza y resistencia aumentan con el porcentaje de carbono, pero desafortunadamente el acero resultante es más frágil, y su soldabilidad se ve afectada.

La tenacidad a la fractura del acero se usa como una medida general de su resistencia al impacto o de su capacidad para absorber incrementos repentinos en las solicitaciones, entre más dúctil es el acero, mayor es su tenacidad, una forma de medir la tenacidad en el acero estructural es la prueba de Charpy de muesca , la misma es ampliamente usada dentro del medio, descrita dentro de las especificaciones ASTM A6, no se la considera como una prueba exacta, pero se la utiliza con el fin de identificar aceros frágiles, el proceso radica en medir la energía requerida para fracturar una pequeña barra de sección transversal rectangular con una incisión especificada.

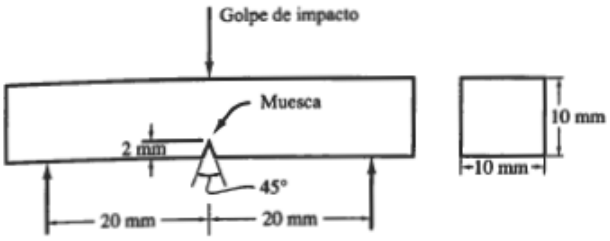


FIGURA 1.10 PROBETA PARA PRUEBA DE CHARPY, MUESCA (INCISIÓN) EN V.
FUENTE: MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS Y PRESFORZADAS ANIPPAC 2006

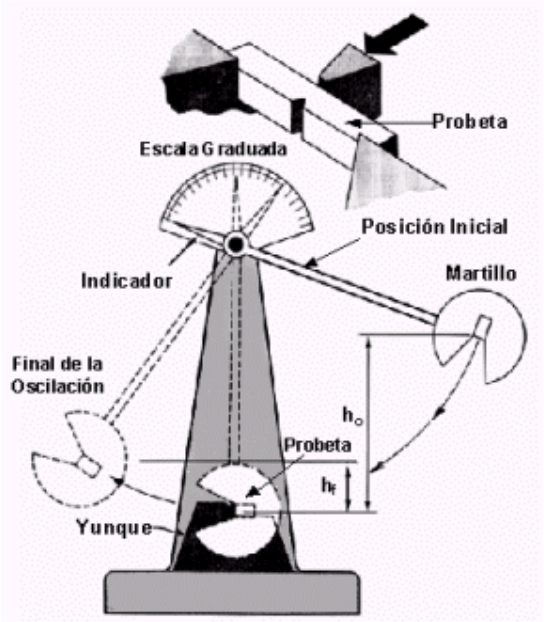


FIGURA 1.11 PROCEDIMIENTO PRUEBA DE CHARPY, MUESCA (INCISIÓN) EN V.
FUENTE: MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS Y PRESFORZADAS ANIPPAC 2006

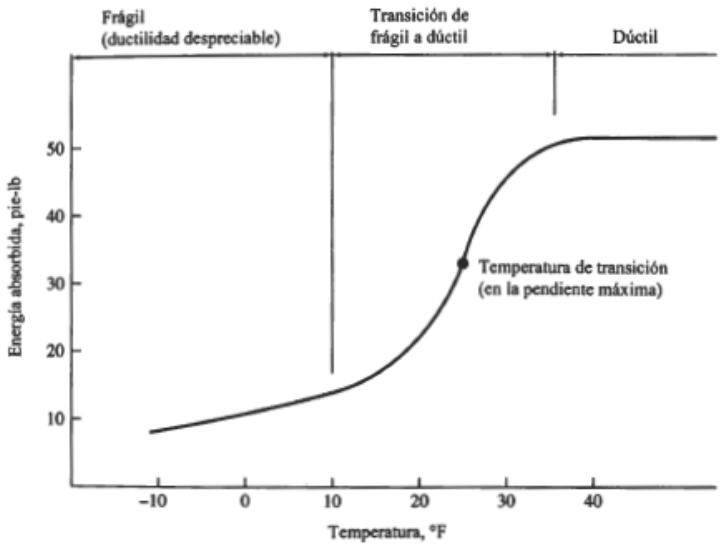


FIGURA 1.12 RESULTADOS PRUEBA DE CHARPY, MUESCA (INCISIÓN) EN V.
FUENTE: MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS Y PRESFORZADAS ANIPPAC 2006

El acero estructural es considerado el material perfecto para condiciones de flexión y tensión en materiales, esto debido a Los puentes de acero son competitivos para claros de tamaño mediano y favorable para puentes de claro largo por las siguientes razones:

a. Tienen alta resistencia a tensión.
b. Se comportan como un material elástico casi perfecto dentro de los niveles normales de trabajo.
c. Tienen reservas de resistencia más allá del límite de fluencia.
d. Los sistemas de conexión son más seguros.
e. Las normas estrictas de fabricación de la industria garantizan a los consumidores uniformidad del control de sus propiedades.

La principal desventaja es su susceptibilidad a la corrosión, la cual está siendo combatida con la aparición de aditivos químicos, o con el mejoramiento de los recubrimientos

protectores. Dentro de los puentes de acero están: **Puentes de trabes de alma llena:** son puentes cuyas vigas principales son elementos que están formados de placas y perfiles de acero unidos entre sí por medio de soldaduras, remaches o tornillos.

Con la premisa anterior se opta por la utilización de acero estructural A572, que es acero de alta resistencia, baja aleación y resistencia a la corrosión atmosférica, debido a que el puente en consideración dispondrá de vigas de acero vistas, se prevé que los elementos estructurales estarán sometidos a condiciones de abrasión considerables, el término baja aleación se usa para hacer referencia a aceros en el que el total de elementos aleantes no excede el 5% de la composición total. Cuando al acero se le añade pequeños porcentajes de cobre en su composición, se vuelven más resistentes a la corrosión, cuando estos son expuestos al medio ambiente, se oxidan y forman una película adhesiva muy comprimida, que impide que el proceso de oxidación avance y se evita el tener que pintar los mismos, la selección de este tipo de material es adecuado para zonas que no se encuentran expuestas a la abrasión proveniente de la brisa marina, para que la película adhesiva antes expuesta aparezca se necesitan ciclos de humedad y resequedad.

El método a utilizarse dentro del análisis de nuestra estructura se basara en el DISEÑO CON FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD), el mismo se basa en los conceptos de estado límite, este término se usa para describir una condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir la función para la cual fue concebida, se presentan tipos de estados límites, el de resistencia y el de servicio, los primeros se basan en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras incluyendo resistencias plásticas, de pandeo, de fractura, de fatiga, de volteo, etc.

Los estados límites de servicio se refieren al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio y tienen que ver con aspectos asociados con el uso y ocupación, como son deflexiones excesivas, deslizamientos, vibraciones y agrietamientos. El método LRFD somete a las cargas de trabajo o servicio con factores de carga o seguridad, los cuales por obvias razones son mayores que la unidad, incrementando de esta manera la redundancia estructural.

COMPOSICION QUIMICA SEGUN LA NORMA												
NORMA	TIPO	C	Si	Mn	P	S	Cu	Cr	Ni	Al	Mo	Sn
ASTM	A-36	0,2	0,06	0,48	0,008	0,026	0,04	0,02	0,01	0,006		
ASTM	A-53A	0,09	0,02	0,42	0,011	0,09		0,03	0,02			
ASTM	A500 GRADO B	0,15	0,02	0,62	0,015	0,008						
AISI	1020	0,02	0,17	0,55	0,021	0,007						
AISI	1045	0,47	0,24	0,87	0,015	0,011	0,18	0,17	0,11		0,02	0,017
AISI	4140	0,43	0,33	0,82	0,017	0,023		1,03			0,18	
AISI	304	0,053	0,59	1,06	0,023	0,003	0,29	18,54	8,65		0,14	
Carbono C:	Es el elemento responsable de dar la dureza y alta resistencia al acero											
Silicio Si:	Es un elemento que se usa para desoxidar, también aumenta la capacidad de endurecimiento, mejorando las propiedades mecánicas del acero.											
Manganeso Mn:	Se usa para desoxidar y aumentar su capacidad de endurecimiento.											
Fósforo P:	Se agrega deliberadamente para aumentar su resistencia a la tensión y mejorar la maquinabilidad											
Azufre S:	En ocasiones se agrega hasta un 0,25% para mejorar la maquinabilidad.											
Cobre Cu:	Aumenta la resistencia a la corrosión de aceros al carbono											
Cromo Cr:	Aumenta la resistencia a altas temperaturas y evita la corrosión. Ampliamente usado en Inox											
Ni:	Es el principal formador de Austenita, que aumenta la tenacidad y resistencia al impacto. Ampliamente usado en Inox. Es ampliamente usado para prevenir la corrosión, ofrece propiedades únicas para soldar fundición.											
Aluminio Al:	Se usa como desoxidante en la fabricación de acero.											
Molibdeno Mo:	Es el elemento más efectivo para mejorar la resistencia del acero a bajas temperaturas, reduciendo además, la pérdida de resistencia por templado. Los aceros inox contienen Molibdeno para mejorar la resistencia a la corrosión											

TABLA 1.1 COMPOSICIÓN QUÍMICA ACERO ESTRUCTURAL

1.3.2 HORMIGÓN PRESFORZADO

El hormigón presforzado consiste en crear deliberadamente esfuerzos permanentes en un elemento estructural para mejorar su comportamiento de servicio y aumentar su resistencia. Los elementos que se utilizan van desde una vigueta para casa habitación hasta trabes para puentes de grandes claros, con aplicaciones tan variadas como durmientes para vías de ferrocarril, tanques de almacenamiento y rehabilitación de estructuras dañadas por sismo, entre otras.

Gracias a la combinación del hormigón y el acero de presfuerzo es posible producir, en un elemento estructural, esfuerzos y deformaciones que contrarresten total o parcialmente a los producidos por las cargas gravitacionales que actúan en el elemento, lográndose así diseños más eficientes.

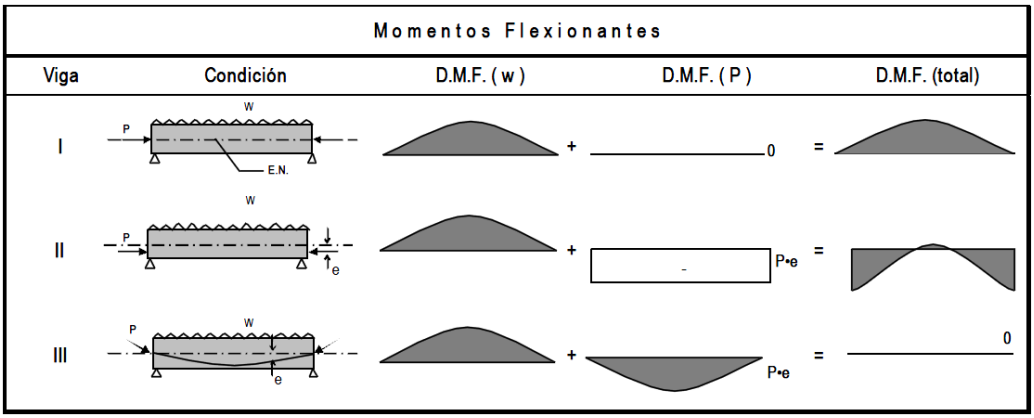


FIGURA 1.13 MOMENTOS FLEXIONANTES VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS
FUENTE: MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS Y PRESFORZADAS ANIPPAC 2006

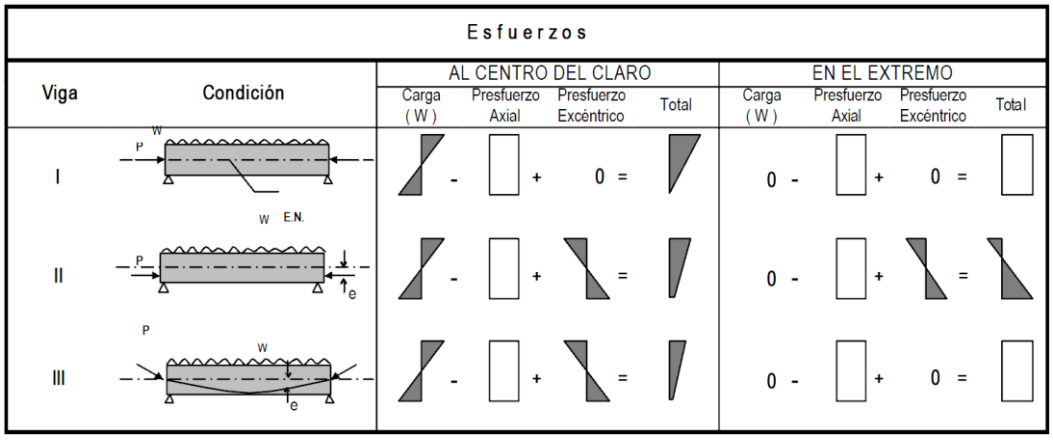


FIGURA 1.14 ESFUERZOS AL CENTRO DEL CLARO Y EN LOS EXTREMOS DE VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS

FUENTE: MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS Y PRESFORZADAS ANIPPAC 2006

En la figura 1.14 se aprecia los diagramas de momentos en una viga debido a la aplicación de una carga vertical W, que emularía las carga muerta más carga viva, y a

la fuerza de presfuerzo, P, para una viga simplemente apoyada. La fuerza W y P son las mismas para los tres casos.

Como se aprecia en la viga I el presfuerzo es aplicado de manera axial, es decir, en el centro de gravedad de la sección transversal de la viga, como se aprecia en este caso la aplicación del presfuerzo no produce efecto alguno, en conclusión no existe ninguna ventaja en el uso de este sistema. En la viga II el presfuerzo produce un diagrama de momento constante a lo largo del elemento debido a que la trayectoria de la fuerza P es recta y horizontal, pero está aplicada con una excentricidad, e. Con esto se logra contrarrestar el momento máximo al centro del claro provocado por la carga vertical. Sin embargo, en los extremos de la viga II el momento provocado por el presfuerzo resulta excesivo ya que no existe momento por cargas verticales que disminuya su acción. En este caso, un diseño adecuado deberá corregir este exceso de momento. Por último, en la viga III se tiene una distribución de momentos debida al presfuerzo similar a la curva provocada por la carga vertical; el presfuerzo así colocado, con excentricidad pequeña en los extremos y máxima al centro del claro, contrarresta eficientemente el efecto de las cargas en cada sección de la viga.

De la figura 1.3.1 podemos concluir que el acero de presfuerzo disminuye tanto los esfuerzos de tensión como los momentos en la sección al centro del claro. Los efectos secundarios del presfuerzo como los momentos y esfuerzos excesivos en los extremos de la viga II pueden suprimirse o inhibirse con procedimientos sencillos, como el encamisado los torones o con técnicas similares.

1.3.2.1 Pretensado y Postensado

Existen dos formas de presforzar un elemento estructural, estas son el pretensado y el Postensado.

PRETENSADO

El término pretensado se usa para describir el método de presfuerzo en el cual los tendones se tensan antes de colar el hormigón. Se requiere de moldes o muertos (bloques de hormigón enterrados en el suelo) que sean capaces de soportar el total de la fuerza de presfuerzo durante el colado y curado del hormigón antes de cortar los tendones y que la fuerza pueda ser transmitida al elemento. La mayoría de los elementos presforzados se fabrican en serie dentro de plantas con instalaciones adecuadas, donde se logra la reutilización de moldes metálicos o de hormigón y se pueden presforzar en una sola operación varios elementos.

Hay que recalcar que la acción del presfuerzo en el hormigón es interna ya que el anclaje se da por adherencia. Las trayectorias del presfuerzo son siempre rectas y en moldes adaptados es posible hacer desvíos para no provocar esfuerzos excesivos en los extremos (Figura 1.3.2).

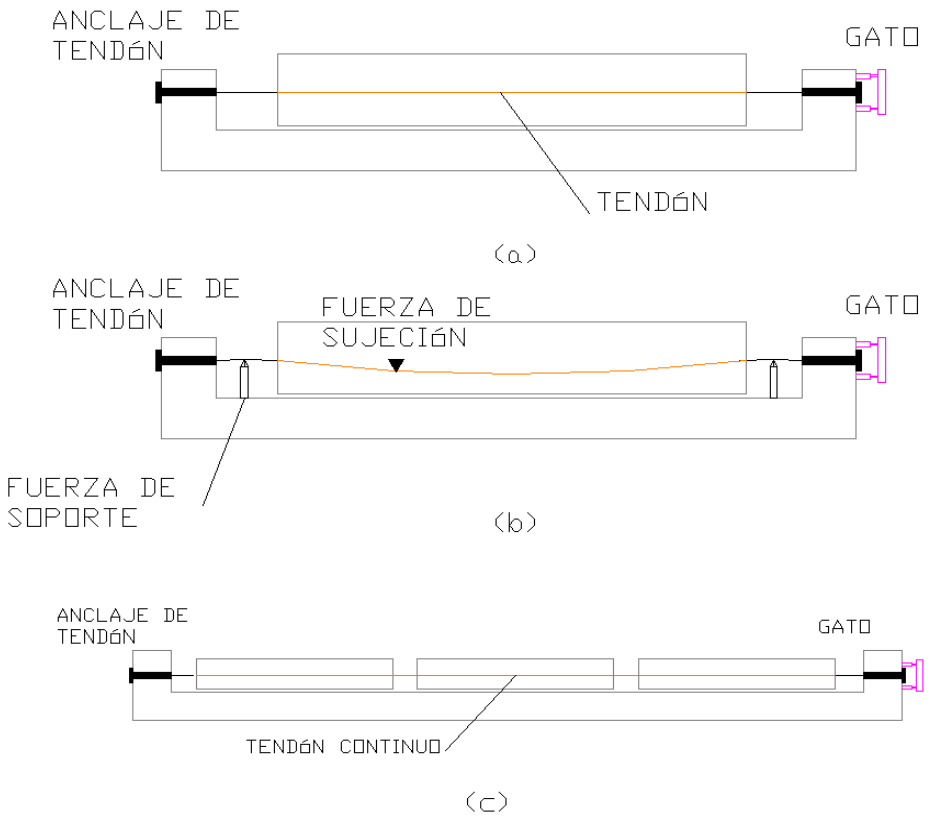


FIGURA 1.15 TRAYECTORIAS TÍPICAS EN ELEMENTOS PRETENSADOS.

.- Postensado.

Este método consiste en tensar los tendones y anclarlos en los extremos de los elementos después de que el hormigón ha fraguado y alcanzado su resistencia necesaria. Previamente al colado del hormigón, se dejan ductos perfectamente fijos con la trayectoria deseada, lo que permite variar la excentricidad dentro del elemento a lo largo del mismo para lograr las flechas y esfuerzos deseados. En el postensado la acción del presfuerzo se ejerce externamente y los tendones se anclan al hormigón con dispositivos mecánicos especiales (anclajes), generalmente colocados en los extremos del tendón.

Las trayectorias del presfuerzo pueden ser curvas, lo que permite diseñar con mayor eficiencia elementos hiperestáticos y evitar esfuerzos en los extremos del elemento (Figura 1.3.3).

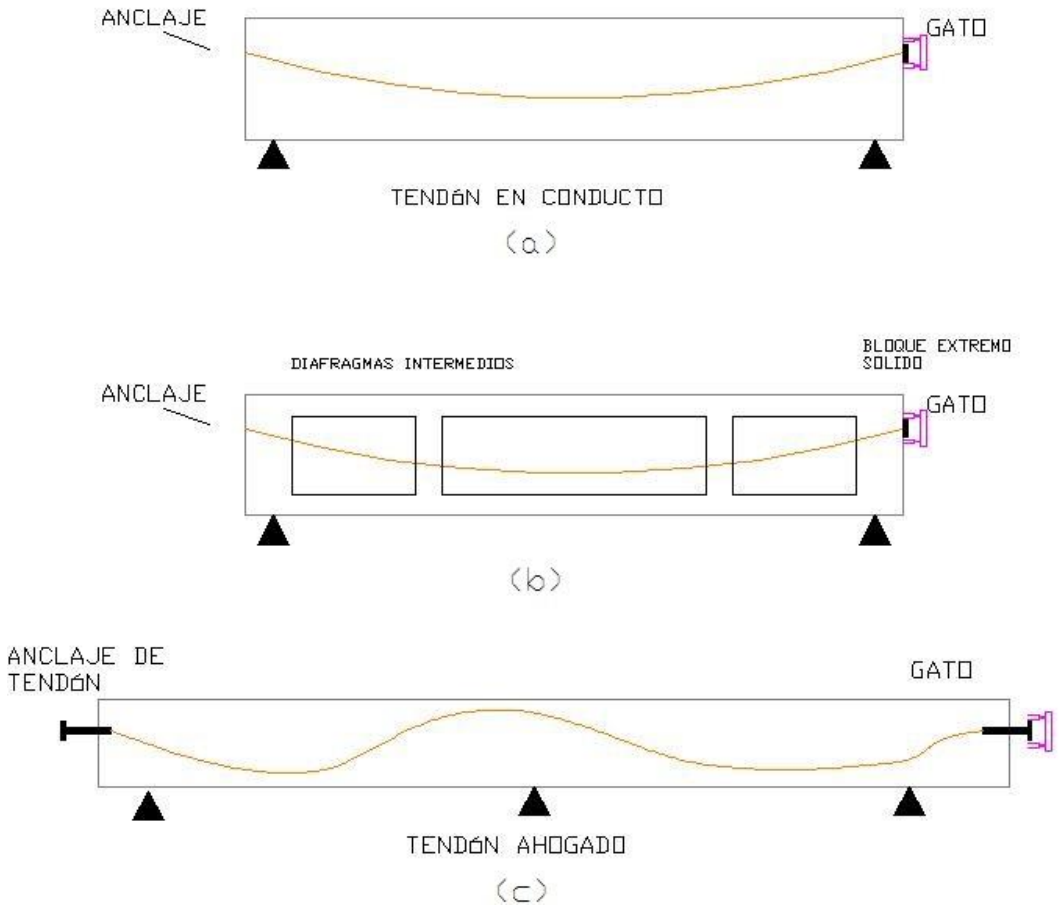


FIGURA 1.16 TRAYECTORIAS TÍPICAS EN ELEMENTOS POSTENSADOS.

1.3.2.2 Características del Hormigón

El hormigón utilizado en el presfuerzo se caracteriza por tener mayor calidad y resistencia con respecto al utilizado en construcciones ordinarias. Los valores comunes de f'c oscilan entre 350 y 500 kg/cm^2, siendo el valor estándar 350 kg/cm^2. La calidad y resistencia generalmente conduce a costos totales menores ya que permite la reducción de las dimensiones de la sección de los miembros utilizados. Las deflexiones y el agrietamiento del hormigón pueden controlarse y hasta evitarse mediante el presfuerzo. Es posible el uso de aditivos y agregados especialmente en elementos arquitectónicos.

En el hormigón debido a procesos internos propios de material, sumado a la aplicación de presfuerzo, se presentan varios fenómenos que serán descritos en capítulos posteriores, cuando se realice en diseño de cada elemento, estos fenómenos son: la contracción por secado, comportamiento elástico y deformaciones por flujo plástico.

1.3.2.3 Acero de Presfuerzo

El acero de presfuerzo es el material que va a provocar de manera activa momentos y esfuerzos que contrarresten a los causados por las cargas. Existen tres formas comunes de emplear el acero de presfuerzo: alambres, torón y varillas de acero de aleación.

a.- Alambres. Los alambres individuales se fabrican laminando en caliente lingotes de acero hasta obtener alambres redondos que, después del enfriamiento, pasan a través de troqueles para reducir su diámetro hasta su tamaño requerido. El proceso de estirado, se ejecuta en frío lo que modifica notablemente sus propiedades mecánicas e incrementa su resistencia. Posteriormente se les libera de esfuerzos residuales mediante un tratamiento continuo de calentamiento hasta obtener las propiedades mecánicas prescritas. Los

alambres se fabrican en diámetros de 3, 4, 5, 6, 7, 9.4 y 10 mm y las resistencias varían desde 16,000 hasta 19,000 kg/cm^2. Los alambres de 5, 6 y 7 mm pueden tener acabado liso, dentado y tridentado.

b.- Torón. El torón se fabrica con siete alambres firmemente torcidos (Figura 1.3.4) cuyas características se mencionaron en el párrafo anterior; sin embargo, las propiedades mecánicas comparadas con las de los alambres mejoran notablemente, sobre todo la adherencia. El paso de la espiral o hélice de torcido es de 12 a 16 veces el diámetro nominal del cable. La resistencia a la ruptura, f_{sr}, es de 19,000 kg/cm^2 para el grado 270K (270,000 lb/pulg^2), que es el más utilizado actualmente. Los torones pueden obtenerse entre un rango de tamaños que va desde 3/8" hasta 0.6" de diámetro, siendo los más comunes los de 3/8" y de 1/2" con áreas nominales de 54.8 y 98.7 mm2, respectivamente.

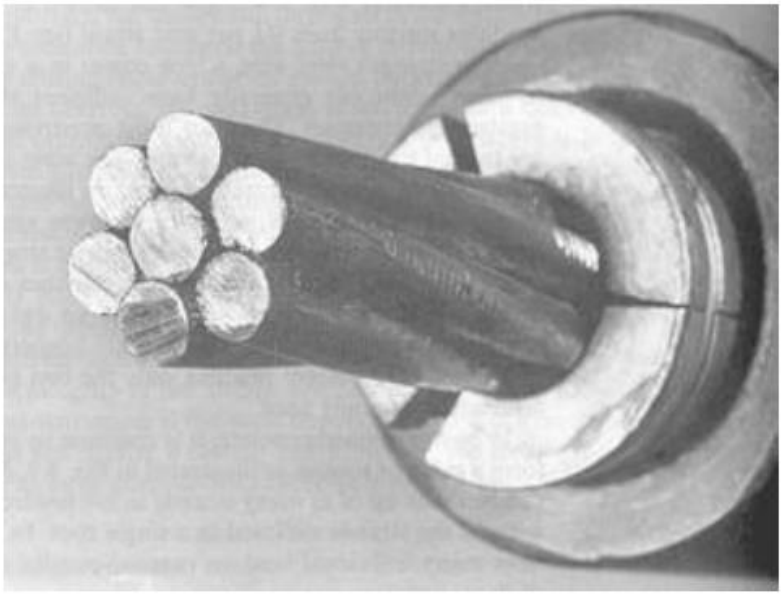


FIGURA 1.17 TORÓN TÍPICO
FUENTE: MANUAL DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS Y PRESFORZADAS ANIPPAC 2006

c.- Varillas de acero de aleación. La alta resistencia en varillas de acero se obtiene mediante la introducción de algunos minerales de ligazón durante su fabricación.

Adicionalmente se efectúa trabajo en frío en las varillas para incrementar aún más su resistencia. Después de estirarlas en frío se les libera de esfuerzos para obtener las propiedades requeridas. Las varillas de acero de aleación se producen en diámetros que varían de 1/2" hasta 13/8".

1.3.2.3.1 Características esfuerzo-deformación del presfuerzo.

En la Figura 1.3.5 se muestra una gráfica resistencia-deformación para torones con distinto diámetro; para el torón de 1/2" esta gráfica también es de esfuerzo-deformación porque el área del torón es 0.987 cm^2, casi uno. Se observa que el acero de presfuerzo no presenta un esfuerzo de fluencia definido. Usualmente este esfuerzo se calcula como el correspondiente a una deformación unitaria de 1.0 por ciento; en la gráfica se observa que el esfuerzo correspondiente a esa deformación es 17,000 y 17,500 kg/cm^2 para los aceros normal y de bajo relajamiento, respectivamente. Para alambres redondos lisos el módulo de elasticidad es semejante al del refuerzo ordinario, esto es, alrededor de 2'000,000 kg/cm^2. Para torón y para varillas de aleación el módulo de elasticidad está entre 1'900,000 y 1'960,000 kg/cm^2.

Después del inicio de la fluencia del acero, los alambres muestran una fluencia gradual y la curva continúa creciendo hasta la falla. Las varillas de aleación tienen características similares a aquellas de los alambres redondos o de los torones, pero sus límites proporcionales y resistencias son de 30 a 40 por ciento menores. Como se verá más adelante, el esfuerzo máximo al que se tensan los torones es 0.8 f_{sr} que, como se aprecia en la Figura 1.3.5, es un esfuerzo de 15,200 kg/cm^2, para un torón de 1/2'' y está debajo del esfuerzo de fluencia. El esfuerzo de servicio final, una vez que se han presentado todas las pérdidas, será entre 15 y 30 por ciento menor que el esfuerzo de tensado.

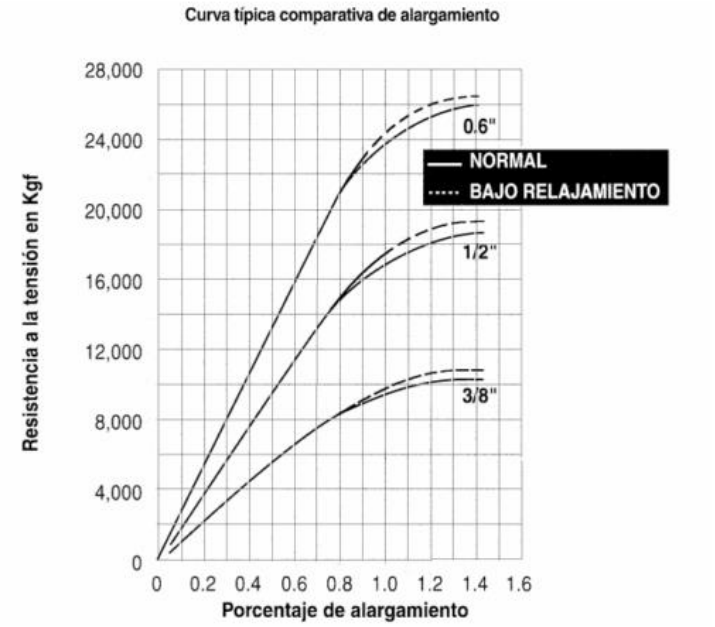


FIGURA 1.18 CURVAS FUERZA – DEFORMACIÓN DE TRES TORONES DE DISTINTO DIÁMETRO
FUENTE: MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS Y PRESFORZADAS ANIPPAC 2006

Las pérdidas en el acero serán analizadas en capítulos posteriores, donde se realizara la descripción del fenómeno.

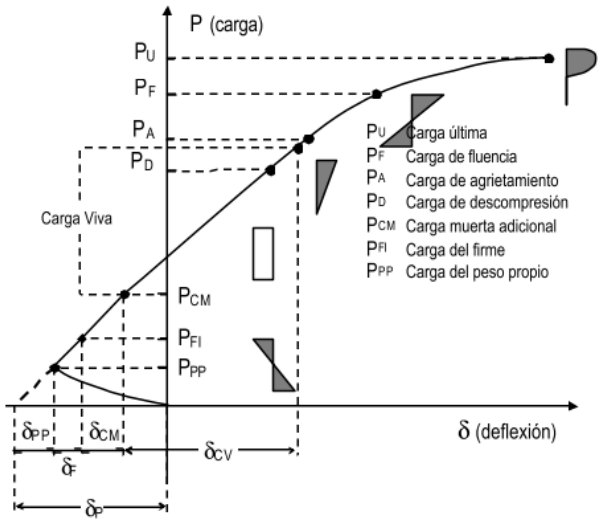


FIGURA 1.19 GRÁFICA CARGA-DEFLEXIÓN DE UNA VIGA PRESFORZADA TÍPICA
(FUENTE: MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS Y PRESFORZADAS ANIPPAC 2006)

1.3.2.4 Etapas de un Elemento Presforzado

Existen dos etapas de control dentro del diseño de elementos presforzados, estas son las etapas de transferencia y la etapa final; cabe recalcar que existen elementos donde la presencia de etapas intermedias resultan críticas dentro del diseño,(figura 1.3.6), a medida que el elemento es cargado con el firme y la sobrecarga muerta, la contraflecha disminuye hasta que generalmente, debido a la presencia de la carga viva, se presenta una flecha hasta el punto de descompresión, (tensiones en la fibra inferior del elemento), para posteriormente sobrepasar fluencia y llegar a carga última.

1.3.2.4.1 Etapa de Trasferencia.

Esta tiene lugar cuando se cortan los tendones en elementos pretensados o cuando se liberan en los anclajes la presión del gato u hormigón postensado. Es decir cuando se transfieren las fuerzas al hormigón, usualmente este proceso se lleva a cabo cuando el hormigón ha alcanzado el 80% de su resistencia. En este momento se producen las pérdidas instantáneas y las acciones a considerar son el presfuerzo que actúa en ese instante y el peso propio del elemento.

1.3.2.4.2 Etapa Final.

Dentro de esta etapa se considerará las condiciones de servicio tomando en cuenta esfuerzos permisibles, deformaciones y agrietamientos, y las condiciones de resistencia última de tal manera que además de alcanzar la resistencia adecuada se obtenga una falla dúctil. Para esta etapa ya se han producido todas las pérdidas de presfuerzo y en la mayoría de los casos el elemento se encuentra trabajando en conjunto con el firme, lo que incrementa su inercia y resistencia.

1.3.2.5 Resistencia a la Flexión

La seguridad de un elemento se encuentra relacionada con su resistencia, la misma no está garantizada por la limitación de los esfuerzos bajo cargas de servicio. Si el elemento tuviese que sobrecargarse, sufriría de importantes cambios en su comportamiento, por consiguiente el factor de seguridad real se establecerá comparando la resistencia del miembro con la carga última que produciría la falla del mismo.

El comportamiento típico de un elemento estructural es lineal hasta el nivel de la carga de servicio, y las fuerzas que componen el par interno resistente permanecen casi constantes hasta el agrietamiento del hormigón en tensión, luego del agrietamiento, sobreviene un incremento súbito en el esfuerzo del acero acompañado de un aumento en el esfuerzo de compresión en el hormigón, la capacidad a flexión se alcanza cuando el acero llega a su resistencia última después de haber fluido o cuando, en una falla súbita o frágil, se llega a la capacidad de deformación del hormigón.

1.3.2.6 Hipótesis de Diseño:

El cálculo de la resistencia de un elemento de hormigón presforzado se basa en las siguientes hipótesis:

1. La distribución de deformaciones unitarias longitudinales ε, en cada sección transversal de un elemento es plana.
2. Existe adherencia perfecta entre el hormigón y el acero de presfuerzo y de refuerzo ($\varepsilon c = \varepsilon sp = \varepsilon s$).
3. Se desprecia la resistencia del hormigón a la tensión.
4. La deformación unitaria del hormigón a la compresión cuando se alcanza la resistencia es $\varepsilon cu = 0{,}003$

5. La distribución de esfuerzos de compresión en el hormigón cuando se alcanza la resistencia e uniforme, con una profundidad a= β1c (c es la distancia al eje neutro), y un ancho dado por f'c el valor de β1 se determinará de acuerdo a los siguientes términos:

$$\beta_1 = 0.85 \qquad si\ \ f'c \leq 280\ kg/cm^2$$

(EC. 1.1)

$$\beta_1 = \left(1.05 - \frac{f'c}{1400}\right) \quad si\ \ f'c > 280\ kg/cm^2$$

(EC. 1.2)

$$f'c = 0.8 f'c$$

(EC. 1.3)

1.4 TIPOS DE CARGA

Dentro de nuestra estructura se encontrara dos tipos de cargas, la carga viva y la carga muerta, se entiende por carga muerta el peso propio de los elementos que compondrán la estructura y su aplicación es constante, las cargas vivas serán aquellas que interactúen con la estructura de manera intermitente, como se resaltará más adelante en este documento las últimas son las que poseen mayor impacto en el cálculo de las solicitaciones a las cuales se someterá un puente.

1.4.1 CARGA MUERTA

Para este estudio se tomarán como carga constante el peso propio de los componentes estructurales y no estructurales, así como el peso de la superficie de rodadura, además de las instalaciones necesarias para los servicios públicos, el procedimiento de cálculo para determinar las solicitaciones de cada sección se lo realizará tomando en cuenta la densidad de cada material, para mediante su sección transversal determinar la carga

que este transmite a la estructura, cabe recalcar que debido a que este documento concibe el uso de secciones prefabricadas de hormigón, se tomara para fines de cálculo que este material es homogéneo, característica que en la práctica se aleja de la realidad. En los capítulos 4 y 5 se ampliará el cálculo de las solicitaciones antes mencionadas, haciendo hincapié en las densidades adoptadas para este fin.

1.4.2 CARGA VIVA

Se tomarán como cargas de aplicación intermitente a la sobrecarga ocasionada por el tránsito de vehículos sobre nuestra estructura, como se ampliara en el tercer capítulo se realizará tanto la distribución del camión asignado como parámetro de diseño, así como su respectivo tándem de diseño y la carga de carril a utilizarse.

Dentro del análisis de cargas no estáticas el AASTHO LRFD plantea factores de mayoración que amplifiquen las solicitaciones sobre la estructura, debido a la naturaleza de esta carga el objetivo de estos es representar condiciones críticas que se asemejen a las condiciones que podrían presentarse durante la vida útil de la estructura, los factores de presencia múltiple, incremento por carga dinámica, aplicación de fuerza centrífuga, fuerza de frenado sobre la estructura, se ampliarán en los capítulos 3, 4, y 5.

En relación de las solicitaciones dadas por las cargas hidráulicas, y sísmicas sobre la estructura, son omitidas debido a que se debería realizar un análisis en la subestructura del puente si se desea conocer las consecuencias de la aplicación de las mismas, se omiten las solicitaciones provocadas por efectos de viento, así como las cargas dadas por la presencia de hielo sobre la calzada.

CAPÍTULO 2.- DEFINICIÓN ESTRUCTURA BASE

2.1 INTRODUCCIÓN

El objeto del presente capítulo radica en la identificación de nuestra estructura que va a servir de parámetro de análisis, para esto procederemos a identificar las características del puente a ser diseñado, pasando por la identificación del tipo de superestructura, materiales, geometría, número y longitud de claros, sección transversal del puente, desviación, espaciamiento entre apoyos y soportes, tipo de soportes (vigas), identificación de volados y ubicación de diafragmas.

El claro del puente será el mismo para los diseños posteriores, así como el corte transversal y las solicitaciones a las cuales serán sometidas. El tamaño inicial de vigas es tomado basado en tablas desarrolladas usando la carga viva del HL-93 de las especificaciones estándar del AASHTO LRFD, el número de cables de acero utilizados en el diseño de elementos presforzados fue delimitado basado en las recomendaciones de las normas de diseño como se verá posteriormente.

2.2 DEFINICIÓN DEL PUENTE BASE

Existen diversas formas de clasificar a un puente, ya sea tanto al tipo de superestructura, tipo de material, etc. Para este estudio partimos definiendo a un puente basándonos en la clasificación de puentes según su tamaño. Según su longitud los puentes se pueden clasificar en: tipo alcantarilla, de claro medio y de grandes claros. En el diseño de puentes alcantarillas resulta poco conveniente utilizar secciones presforzadas por consiguiente quedan excluidos del presente estudio, para puentes con claros grandes, es decir

aquellos que superan los 60 m, el desempeño de secciones metálicas es visiblemente superior según libros y publicaciones especializadas, el propósito del presente estudio es comparar el desempeño de los elementos prefabricados en puentes de claros medio, es decir aquellos que oscilan entre 10 y 60m, en el Ecuador el 80 % de los puentes se encuentran enmarcados esta categoría, (información obtenida del Ministerio de Transporte y Obras públicas) .

2.2.1 Geometría del Puente.

Longitud de Puente: 30 metros un solo claro.

Tipo Estructural: Puente simplemente apoyado. Se optó por un puente simplemente apoyado, debido a que si bien en puentes continuos se reduce la magnitud del momento flexionante positivo al centro del claro, además de producir deflexiones y vibraciones menores, en los puentes simplemente apoyados se pueden apreciar de mejor manera consecuencias puntuales de diseño para cada uno de los casos

Sección Transversal: 10m de calzada, se optó por el diseño de una carretera de dos carriles, se desprecian veredas y parapetos, sobre el eje longitudinal, esto debido a que por su naturaleza, su uso a lo largo del eje longitudinal no aportaría datos particulares para cada caso de diseño.

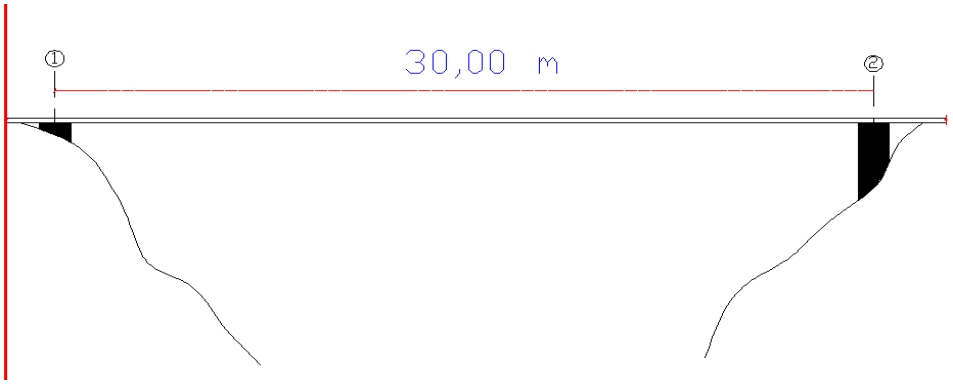


FIGURA 2.1 SECCIÓN LONGITUDINAL DE DISEÑO

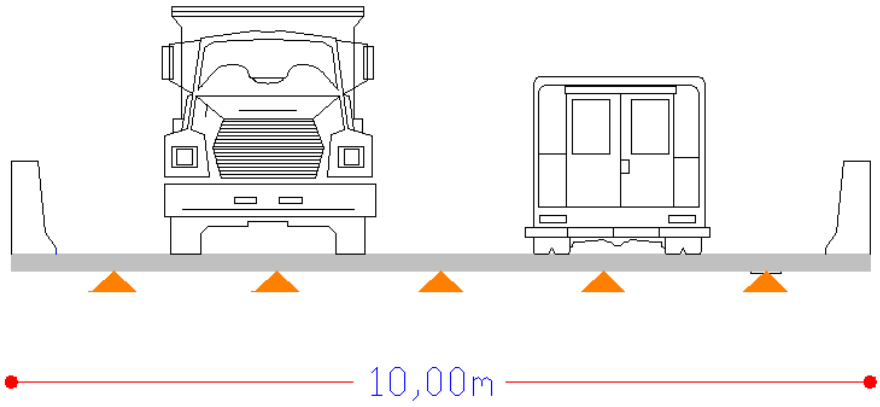


FIGURA 2.2 SECCIÓN TRANSVERSAL DE DISEÑO TIPO “A”

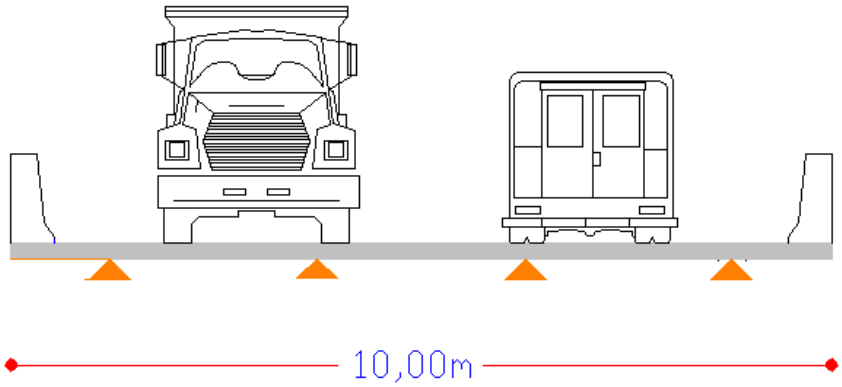


FIGURA 2.3 SECCIÓN TRANSVERSAL DE DISEÑO TIPO “B”

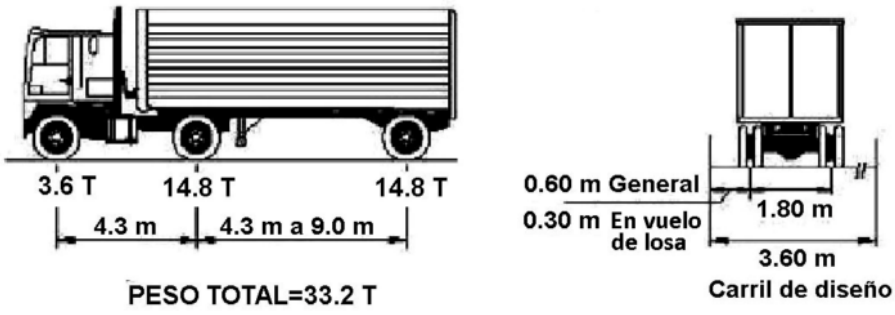


FIGURA 2.4 CAMIÓN DE DISEÑO (FUENTE AASTHO LRFD)

CARGA DE DISEÑO: CAMIÓN AASHTO HL-93. DE ACUERDO AL ESTUDIO DE BAROUSE DE 1997.

Luego de definir el puente base de diseño se procederá a definir los tipos de secciones a ser utilizados en cada uno de los modelos de diseño, estas secciones se escogen bajo conceptos establecidos en el AASHTO – LRFD, cabe destacar que estas servirán para definir secciones iniciales, no serán de ninguna manera definitivas, pero servirán como punto de partida para el diseño. Además se procederá a determinar las características de los materiales, se establecerá el distanciamiento entre apoyos transversales, esto se desarrollara de acuerdo a una distribución lógica en consecuencia con los parámetros de diseño establecido por las normas. En la primera parte del capítulo se abordará la estructuración con elementos presforzados para luego tratar la estructuración a base de elementos metálicos.

Con el fin de llevar el análisis con mayor profundidad se optó por realizar tanteos, modificando la separación de los apoyos con la finalidad de recabar mayor información durante el proceso.

2.2.2 Estructuración Puente Hormigón Presforzado.

Con las condiciones de diseño del puente establecidas procedemos al desarrollo del puente basado en los siguientes parámetros:

- Tipo de superestructura: Losa de hormigón reforzado, soportada vigas de hormigón presforzado.
- Sección transversal: 10 m, en el diseño de la superestructura la localización de las líneas de tránsito se ubicarán en cualquier parte de la sección.
- Parapetos: No se consideran parapetos a la hora del diseño.

El peralte mínimo será determinado a través de los peraltes mínimos establecidos por el AASHTO-LRFD en la tabla **2.5.2.6.3-1.**

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S+3000)}{30}$	$\frac{S+3000}{30} \geq 165$ mm
	Vigas T	$0,070\ L$	$0,065\ L$
	Vigas cajón	$0,060\ L$	$0,055\ L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,035\ L$	$0,033\ L$
Hormigón Pretensado	Losas	$0,030\ L \geq 165$ mm	$0,027\ L \geq 165$ mm
	Vigas cajón coladas in situ	$0,045\ L$	$0,040\ L$
	Vigas doble T prefabricadas	$0,045\ L$	$0,040\ L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,033\ L$	$0,030\ L$
	Vigas cajón adyacentes	$0,030\ L$	$0,025\ L$
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	$0,040\ L$	$0,032\ L$
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	$0,033\ L$	$0,027\ L$
	Cerchas	$0,100\ L$	$0,100\ L$

Donde L: longitud del vano de diseño (m)

TABLA 2.1 (2.5.2.6.3-1) PROFUNDIDADES MÍNIMAS PARA SUPERESTRUCTURAS DE PERALTE CONSTANTE
FUENTE AASTHO LRFD 2010

Como anteriormente se mencionó las secciones que utilizaremos serán las secciones tipo I, también conocidos como vigas doble T, para las mismas l pérlate mínimo es de 0,045 L, siendo L la longitud entre soportes longitudinales del puente.

$0.045 * (L)$

$0.045 * (30)$

$1.35\ m$

Como se ha mencionado, la mayor parte de los puentes de claro medio que se construyen en el país están hechos con superestructuras de elementos prefabricados de hormigón presforzado empleando secciones I de AASHTO, Cajón, T y doble T, sobre las cuales se cuela una losa de hormigón reforzado. Esta losa, integrada a la trabe presforzada, dará lugar a la sección compuesta que aumenta sensiblemente la capacidad

de la sección. La viga tipo I que se ajusta estas necesidades es la viga AASTHO 5, la misma posee la siguiente geometría:

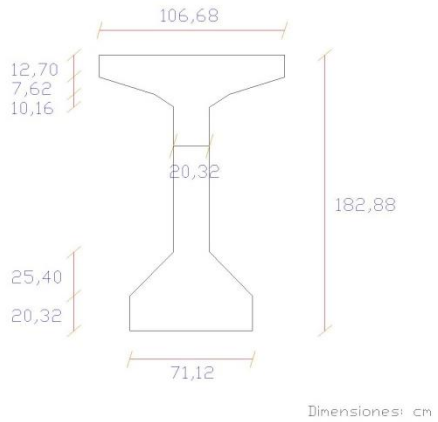
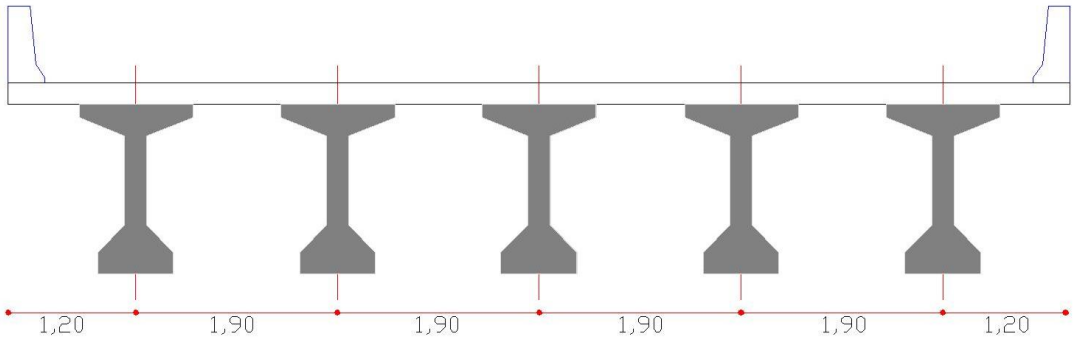


FIGURA 2.5 SECCIÓN TÍPICA AASTHO TIPO 5 (CM)
FUENTE AASTHO LRFD 2010

Las propiedades geométricas de la sección serán ampliadas en el capítulo 5 en el diseño de la superestructura.

Se seleccionó la siguiente composición basándonos en los volados de la presente estructura, al no poseer cargas peatonales que quiso investigar el comportamiento de las vigas exteriores ante solicitaciones provocadas por la sección en voladizo, se opto por las dos composiciones estructurales:



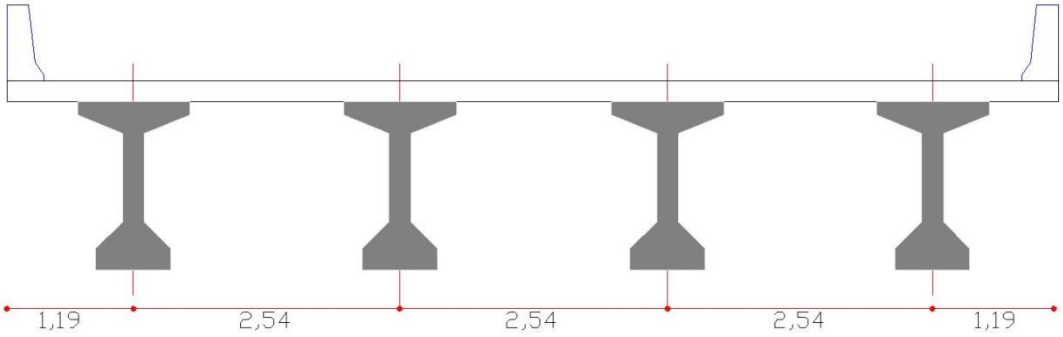


FIGURA 2.6 SECCIONES TRANSVERSALES DE ANÁLISIS PUENTE PRESFORZADO (M)

2.2.3 ESTRUCTURACIÓN PUENTE METÁLICO

Manteniendo la geometría a priori de la sección transversal antes mostrada, se tiene una calzada de 10m no se considera circulación peatonal en nuestra estructura, los apoyos para nuestra estructura serán tomados tanto a 1,89 m y a 2,54 m respectivamente.

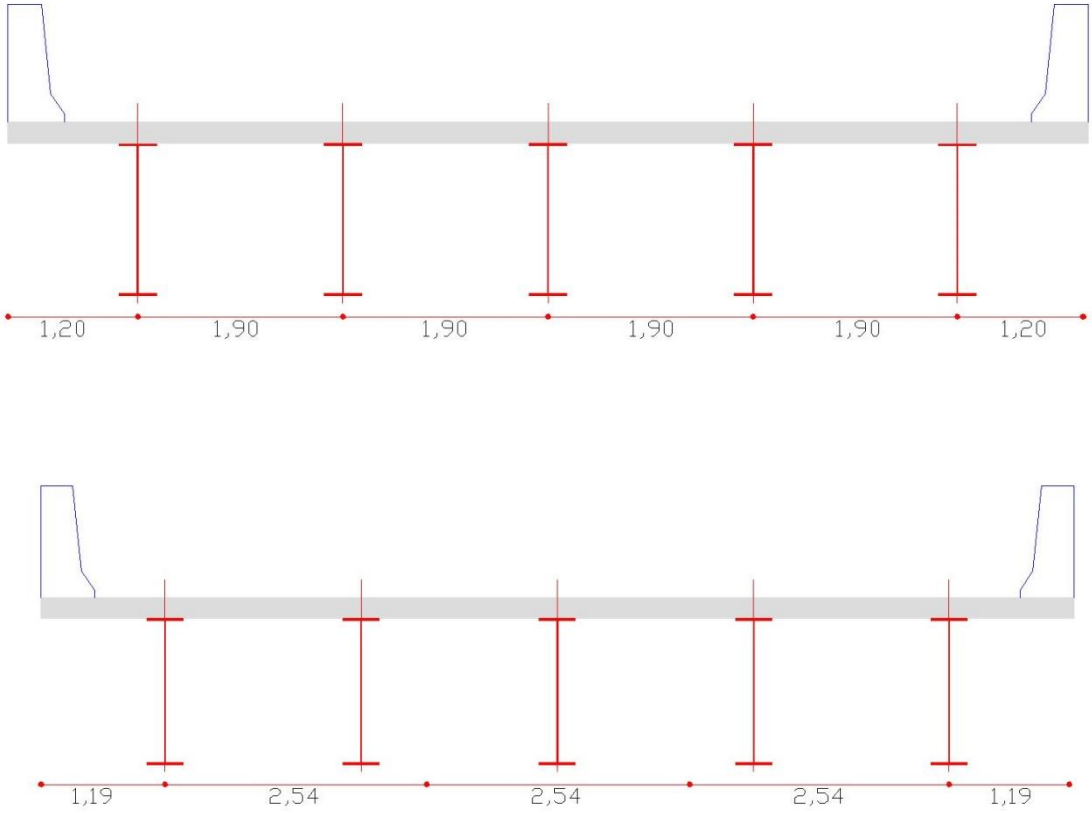


FIGURA 2.7 SECCIONES TRANSVERSALES DE ANÁLISIS PUENTE METÁLICO (M)

Para el análisis de las secciones transversales se tomará como punto de partida aquel con menor separación entre sus ejes, para luego proceder con el análisis de la siguiente sección.

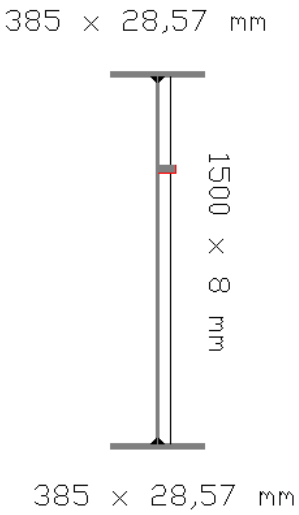


FIGURA. 2.8 SECCIÓN DE ANÁLISIS BASE, ESTRUCTURA METÁLICA

2.3. MATERIALES:

2.3.1 Hormigón:

Resistencia del Hormigón:

- Vigas Presforzadas: Resistencia Inicial en la transferencia: f'c= 280 Kg/cm^2

  Resistencia a los 28 días f'c= 350 kg/cm^2

- Losa: Resistencia a la compresión a los 28 días f'c= 280 kg/cm^2

Módulo de Elasticidad del Hormigón.

- Módulo de elasticidad final de las vigas, Ec = 280624,30 kg/cm^2
- Módulo de elasticidad de las vigas en la transferencia, Eci=250998 kg/cm^2
- Módulo de elasticidad de la losa, Es = 250998 kg/cm^2

Acero de Refuerzo:

- Fy=4200 kg/cm^2

Cables Presforzados:

- Torones de baja relajación de ½" de diámetro Grado 270
- Área nominal: 98,7mm^2
- Esfuerzo de fluencia del acero, *fpy*= 17085,33 kg/cm^2
- Esfuerzo último del Acero, *fpu* = 18983,7 kg/cm^2
- Módulo de elasticidad de acero de presfuerzo Ep=2'003.835,00 kg/cm^2 (28500 ksi)

Parámetros Externos:

Tiempo de Transferencia= 1 día

Humedad Promedio = 90 %

2.3.2 Acero Estructural.

Acero A53

- Tensión para la fluencia del alma : 345 Mpa (3517,89 kg/cm^2)
- Tensión para la fluencia de los patines 345 Mpa (3517,89 kg/cm^2)
- Densidad (7860 kg/m^3)

Límite de Fluencia Mínimo		Resistencia a la Tracción			
Mpa	kg/cm^2	Mpa		kg/cm^2	
		Min	Max	Min	Max
345,00	3517,89	58000,00	80000,00	591426,00	815760,00

Losa.-

Resistencia del Hormigón:

- Losa: f'c= 280 kg/cm^2

Módulo de Elasticidad del Hormigón

- Módulo de elasticidad de la losa, Es = 250998 kg/cm^2

Densidad del Hormigón

- 2,400 kg/m^3

  Acero de Refuerzo:

- Fy=4200 kg/cm^2

  Parámetros Externos:

  Humedad promedio = 90 %

CAPÍTULO 3.- DEFINICIÓN DE NORMAS Y PARÁMETROS DE DISEÑO SEGÚN AASHTO LRFD 2010

Como se especificó anteriormente el presente estudio se enmarcara en el texto del AASHTO-LRFD del 2010, con el objeto de examinar el comportamiento de los componentes de la superestructura, utilizando los diferentes sistemas prefabricados que forman parte de este estudio, así como los tipos de materiales a utilizarse con sus respectivas características y comportamientos, es imposible realizar una comparación paralela debido a la magnitud del estudio, razón por lo cual se realizara el diseño de ambas alternativas en capítulos distintos, el cuarto enfocado al análisis de las secciones metálicas y el quinto abarcará las secciones presforzadas.

Con el fin de realizar un estudio específico, y que no se confunda como una realización de un manual para diseño de puentes, el capítulo tres contiene una descripción concreta de los temas a tratarse durante el diseño, motivo por el cual este documento está referido para personas con conocimientos previos en el estudio y diseño de puentes, se ha optado por la realización de flujo gramas que ayuden a definir los procesos de diseño, dichos flujo gramas antecederán el diseño de las secciones en los capítulos citados anteriormente, haciendo hincapié en los parámetros de diseño de cada elemento, la primera parte del capítulo será destinada al estudio del diseño de elementos presforzados para luego pasar al diseño de elementos metálicos.

3.1 ESPECIFICACIONES GENERALES

La finalidad de este estudio principalmente, es el análisis de la superestructura de los puentes simplemente apoyados, como se especificó con anterioridad, se omiten los

efectos producidos por elementos como muros, aceras, barandas, etc. Son omitidos para este estudio debido a que su uso e influencia dentro del diseño es independiente del tipo de elemento prefabricado que se utilice, a diferencia de la losa o superficie de rodadura a utilizarse la cual afecta de forma directa al diseño de las vigas, es por aquello que el diseño en este texto de los elementos prefabricados contemplará el diseño de la losa y superficie de rodadura, haciendo hincapié en la forma que esta afecta al comportamiento de la superestructura.

Como se amplió en el capítulo anterior el proceso de diseño partirá de la selección de la estructura eje, determinando los materiales del puente, distancia entre apoyos, definición de una sección transversal del puente, espaciamiento entre vigas, tipo de sistema estructural a utilizarse, geometrías y parámetros de carga; cabe recalcar que no se tratará en el presente, el estudio de las fundaciones de la estructura.

Los parámetros de diseño especificados se ampliaran en este capítulo con el fin de tratar la teoría de manera independiente del diseño matemático, por consiguiente los capítulos 5 y 6 contemplarán únicamente el diseño matemático, se incluirá referencias con respecto al código AASHTO-LRFD y los respectivos capítulos donde se abordan estos temas.

3.1.1.- CARGAS

El diseño de la superestructura contemplara un conjunto de factores que influirán de forma directa en el diseño del puente, pasando desde el tipo de materiales, orientación de la estructura, tipo de sobrecarga, etc. En el capítulo anterior se definió la estructura que servirá de modelo, además de las solicitaciones a las que va a ser sometida, el camión de diseño seleccionado para la determinación de la carga viva fue el HL-93.

CARGAS PERMANENTES:

Se consideran como cargas permanentes.

- Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales
- Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos
- Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

Para determinar el peso de cada uno de estos componentes se basará en las densidades de cada uno de los materiales.

SOBRECARGAS VIVAS:

- Sobrecarga Vehicular

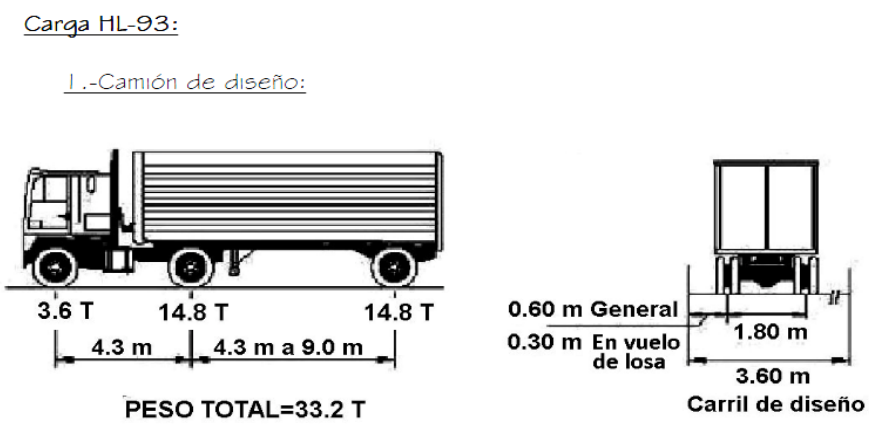


FIGURA 3.1 CAMIÓN DE DISEÑO HL-93 (FUENTE: AASTHO LRFD 2010)

La distancia entre los dos ejes más pesados será aquella que dentro de 4,3 y 9 m produce las mayores solicitaciones.

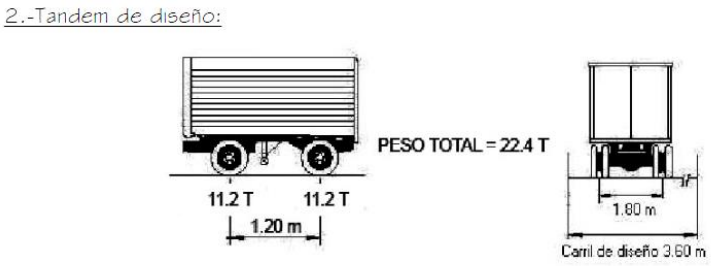


FIGURA 3.2 TÁNDEM DE DISEÑO (FUENTE AASTHO LRFD 2010)

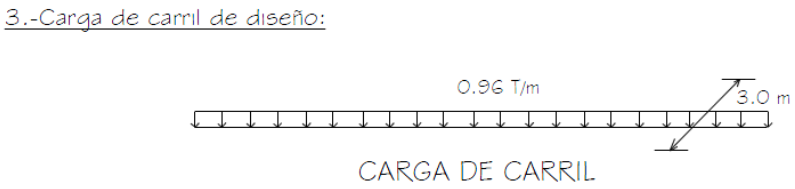


FIGURA 3.3 CARRIL DE DISEÑO (FUENTE: PUENTES LRFD MC. ING. ARTURO RODRÍGUEZ)

La sobrecarga vehicular será de diseño es considerada como una combinación de:

- (Camión de Diseño o tándem de diseño)+ (Carga de carril de diseño).

3.1.2.- FACTOR DE PRESENCIA MÚLTIPLE: (S3.6.1.1.2)

La solicitación extrema correspondiente a sobrecarga se determinará considerando las posibles combinaciones de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple, como se especificó con anterioridad la presente tabla no se aplica al estado límite de fatiga, para el cual se utilizara un camión de diseño independientemente del número de carriles de diseño.

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

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

TABLA 3.1 (3.6.1.1.2-1) FACTORES DE PRESENCIA MÚLTIPLE. (FUENTE AASTHO LRFD 2010)

3.1.3.- INCREMENTO POR CARGA DINÁMICA: IM (S 3.6.2)

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán incrementar aplicando los porcentajes indicados en la tabla 3.6.2.1-1, no se aplicará incremento por carga dinámica a cargas peatonales ni a las cargas de carril de diseño.

Tabla 3.6.2.1-1 – Incremento por Carga Dinámica, *IM*

Componente	*IM*
Juntas del tablero - Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Límite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás Estados Límites	33%

TABLA 3.2 INCREMENTO POR CARGA DINÁMICA (FUENTE AASTHO LRFD 2010)

Los efectos dinámicos provocados por los vehículos en movimiento se pueden atribuir a dos orígenes:

- El efecto de martilleo, que es la respuesta dinámica del conjunto de la rueda frente a las discontinuidades de la superficie de rodamiento, tales como las juntas del tablero, fisuras, baches y des laminaciones, y
- La respuesta dinámica del puente en su totalidad frente a los vehículos que lo atraviesan, la cual se puede deber a ondulaciones del pavimento de la carretera, tales como las provocadas por el asentamiento del relleno, o a la excitación resonante como resultado de la similitud de frecuencias de vibración del puente y el vehículo.

De ensayos realizados in situ se aprecia que en la mayor parte de los puentes carreteros la componente dinámica de la respuesta no supera el 25 % de la respuesta elástica a los vehículos.

3.1.4.- FUERZA CENTRÍFUGA: CE (S 3.6.3)

Se toman como el producto entre los pesos por eje del camión o tándem de diseño y el factor, dado por:

$$C = 0.0105 * \left(\frac{V^2}{R}\right)$$

(EC 3.1)

Dónde:

V= Velocidad de diseño de la carretera (Km/h)

R= Radio de curvatura del carril de circulación (m)

Las fuerzas centrífugas se aplican horizontalmente a una distancia de 1,80m sobre la calzada. Se deben aplicar además los factores de presencia múltiple.

3.1.5.- FUERZA DE FRENADO: BR (S 3.6.4)

Será el mayor valor entre:

- 25 % de los pesos por eje del camión o tándem de diseño
- 5 % del camión o tándem de diseño más la carga de carril

La fuerza de frenado se debe ubicar en todos los carriles de diseño que se consideren cargados y que transporten tráfico en la misma dirección. Se aplicarán los factores de presencia múltiple. Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1,80m sobre la superficie de la calzada.

3.1.6.- CARGA SOBRE VEREDAS, BARANDAS Y BORDILLOS

Como se especificó anteriormente se desecha el uso de veredas, para este estudio, por lo tanto la sobrecarga peatonal no será tomada en cuenta para el desarrollo del presente texto. Se utilizará parapetos de hormigón sobre los volados, los mismos se analizarán para los diferentes tipos de colisiones que exige AASTHO LRFD, más adelante se hará hincapié en los mismos, haciendo referencia a la sección de análisis en el texto.

3.1.7.- CARGAS HIDRÁULICAS Y CARGAS DE VIENTO

Se omiten los efectos de cargas hidráulicas y de viento, debido a que estas afectan en mayor proporción a la base del puente sobre la superestructura, si bien la carga de viento para el diseño de diafragmas en la superestructura, es tomada como parámetro de medida, esta se transmite de manera axial hacia los componentes de la estructura, además esta presentaría un caso puntual en el diseño, y no aportaría con la comparación que pretende este documento.

3.1.8 FACTORES Y COMBINACIONES DE CARGA. (S 3.4)

La solicitación mayorada total será tomado como:

$$\boldsymbol{Q = \Sigma n_1 \gamma_1 Q_1}$$

(EC 3.2)

Donde:

$n_1 = modificador\ de\ las\ cargas$

$Q_1 = solicitacion$

$\gamma_n = factor\ de\ carga$

Estados Límites:

- Resistencia I: Combinación básica de cargas que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.
- Resistencia II: Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.
- Resistencia III: Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 KM/h

- Resistencia IV: Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.
- Resistencia V: Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.
- Evento Extremo I: Combinación de cargas que incluye sismos.
- Evento Extremo II: Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos.
- Servicio I: Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 Km/h, tomando todas las cargas a sus valores normales.
- Servicio II: Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.
- Servicio III: Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.
- Servicio IV: Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.
- Fatiga: Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular respectiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño.

El diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) requiere satisfacer la siguiente ecuación:

$$\Sigma n_1 \gamma_1 Q_1 \leq \emptyset Rn = Rr$$

(EC 3.3)

- Resistencia V: Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga

3.1.9 DUCTILIDAD

El sistema estructural de un puente se debe dimensionar y detallar de manera de asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos antes de la falla.

Para el estado límite de resistencia:

$n_D \geq 1{,}05$ para elementos y conexiones no dúctiles

= 1,00 para diseños y detalles convencionales

≥ 0,95 para elementos y conexiones para los cuales se ha especificados medidas adicionales para mejorar la ductilidad mas allá de lo requerido por las especificaciones

3.1.10 REDUNDANCIA

A menos que existan motivos justificados para evitarlas se deben usar estructuras continuas y con múltiples recorridos de cargas. Los principales elementos y componentes cuya falla se anticipa provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla crítica y el sistema estructural asociado como sistema no redundante. Los elementos y componentes cuya falla se anticipa no provocara el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla no crítica y el sistema estructural asociado como sistema redundante.

Para el estado límite de resistencia:

η_R ≥ 1,05 para elementos no redundantes

= 1,00 para niveles convencionales de redundancia

≥ 0,95 para niveles excepcionales de redundancia.

3.1.11 IMPORTANCIA OPERATIVA

Aplicable exclusivamente a los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos.

Para el estado límite de resistencia:

η_D ≥ 1,05 para puentes importantes

= 1,00 para puentes típicos

≥ 0,95 para puentes de relativa poca importancia.

Combinación de Cargas Estado Límite	*DC* *DD* *DW* *EH* *EV* *ES* *EL*	*LL* *IM* *CE* *BR* *PL* *LS*	*WA*	*WS*	*WL*	*FR*	*TU* *CR* *SH*	*TG*	*SE*	Usar sólo uno por vez			
										EQ	*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 – Sólo *EH*, *EV*, *ES*, *DW*, *DC*	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	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
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	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	-	1,0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo *LL*, *IM* y *CE*	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

TABLA 3.3 (3.4.1- 1) COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA
(FUENTE: AASTHO LRFD 2010)

3.2 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DEL PUENTE

3.2.1.-DISEÑO DE LA LOSA Y CAPA DE RODADURA

Para el desarrollo del presente estudio se seleccionó una losa de hormigón actuando junto a las vigas presforzadas, en adición al diseño de la losa para cargas muertas y vivas, el AASHTO LRFD, requiere el control de la losa para colisiones vehiculares, tomando a este hecho como un evento límite, es decir que el factor de resistencia será tomado como igual a 1, con lo cual el daño al elemento estructural es permitido y el objetivo principal del diseño es el de evitar el colapso.

Las especificaciones AASHTO-LRFD contemplan dos tipos de diseño para losas, el primero es llamado como el método aproximado de diseño y se lo relaciona como el método de la franja equivalente. El segundo es conocido como el método empírico de diseño. El método de la franja equivalente se basa en las siguientes conjunciones:

- La franja se asume para apoyarse sobre soportes rígidos en el centro de las vigas. El ancho de la franja se determinará usando la sección S 4.6.2.1.
- Los momentos de diseño factorados son determinados usando los apropiados factores de carga para los diferentes estados de carga.
- El refuerzo será diseñado para resistir las cargas aplicadas usando los principios del diseño de hormigón reforzado.
- EL control de corte y fatiga en el refuerzo será despreciado.

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

TABLA 3.4 (4.6.2.1.3-1) ANCHO DE FRANJA PARA TABLEROS EN PUENTES.
FUENTE: AASTHO LRFD 2010

El método de diseño empírico se basa en pruebas de laboratorio aplicadas sobre losas. Estas pruebas han indicado que las cargas en la losa son transmitidas a los apoyos mediante un estado membranal de tensiones internas denominado acción de arco interno en la losa, y no mediante la acción del corte y momento como es asumido para el diseño tradicional, esta acción es posible gracias a la fisuración del hormigón en la región del momento positivo de la losa de diseño, y el desplazamiento hacia arriba del eje neutro en dicha porción de la losa. Esta acción de arco crea lo que se podría describir como un domo de compresión interno cuya falla en general ocurre como resultado de tensiones excesivas alrededor del perímetro de la huella de las ruedas, la falla resultante se da por el efecto de corte por punzonamiento. Debido a la necesidad de estudios complementarios para la aplicación del segundo método de diseño, se optó por el diseño mediante el método aproximado.

Para determinar los anchos de las franjas de diseño se consideran los efectos de la flexión en la dirección secundaria y la torsión sobre la distribución de las solicitaciones internas, a fin de obtener solicitaciones de flexión que se aproximen a las que se obtendrían mediante un análisis más refinado. Para el método de diseño aproximado, el

momento extremo positivo de cualquier panel de tablero entre vigas se considerará actuando en todas las regiones de momento positivo. De manera similar, el momento extremo negativo de cualquier viga se considerará actuando en todas las regiones de momento negativo, las anteriores afirmaciones son aplicables a los tableros que se encuentran apoyados sobre vigas interiores, para la determinación de los efectos sobre tableros en voladizos se procede a realizar un análisis usando la ley de momentos.

Los valores indicados para anchos de franja equivalente y requisitos de resistencia en la dirección secundaria se basan en experiencias previas. Para obtener la carga por unidad de ancho de franja equivalente, se debe dividir la carga total en un único carril de diseño por el ancho de la franja calculada.

En vigas de borde, se debe tomar el análisis como si se tratase de un ancho de franja reducido, (4.6.2.1.a), se asumirá que las vigas exteriores soportan una línea de ruedas y, cuando corresponda una porción tributaria de la carga de carril de diseño.

3.2.1.1 ESPESOR DE LOSA

Las especificaciones requieren que el espesor mínimo de una losa de hormigón debe ser de 18 cm, (S9.7.1.1), para losas con profundidades menores que 1/20 de la distancia entre apoyos, se recomiendo que el presfuerzo se dé en dirección del distanciamiento entre apoyos con el fin de controlar el agrietamiento. En adición a los requerimientos mínimos de espesor especificados en la sección previamente mencionada, se realizará un control mediante las recomendaciones de la sección S2.5.2.6.3. Donde se especifican una serie de requerimientos con el fin de limitar las deflexiones sufridas bajo la acción de las cargas vivas, sin embargo estas consideraciones en rara ocasión controlan el diseño.

Como se mencionó anteriormente no se considerará espesores de veredas ni parapetos de hormigón dentro de este estudio, usualmente se opta por tomar espesores mayores en las vigas exteriores con el fin de brindar rigidez al sistema, esto para contrarrestar los efectos producidos por impactos sobre los parapetos.

3.2.1.2 MÉTODO DE LA FRANJA EQUIVALENTE

Los momentos serán calculados para una franja transversal de losa asumiendo soportes rígidos, el diseño de los extremos de la losa se diseñarán para los estados de carga muerta más carga viva, (DL + LL), para el estado de resistencia límite y con el sistema de rieles para eventos extremos, dependiendo del tipo de tablero se permiten las siguientes aproximaciones:

- Diseñar la franja secundaria de manera similar a la franja primaria, considerando todos los estados límites aplicables.
- Aplicar el enfoque tradicional de losas de hormigón armado donde la franja secundaria se diseña para un porcentaje de los requisitos correspondientes a la dirección primaria.
- Especificar requisitos geométricos y estructurales mínimos para la dirección secundaria independientemente de las solicitaciones reales.

3.2.1.3 CALCULO DE SOLICITACIONES, CARGA MUERTA (S3.4.1)

Las normas AASHTO LRFD, toman como referencia al trabajo de Nowak (1992) para la determinación de factores de carga y combinaciones de cargas, de donde se extraen las siguientes consideraciones para cargas **PERMANENTES**:

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo • Activo • En reposo	 1,50 1,35	 0,90 0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo • Estabilidad global • Muros de sostenimiento y estribos • Estructura rígida enterrada • Marcos rígidos • Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares • Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	 1,00 1,35 1,30 1,35 1,95 1,50	 N/A 1,00 0,90 0,90 0,90 0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

TABLA 3.5 FACTORES DE CARGA PARA CARGAS PERMANENTES γ_P
FUENTE: AASTHO LRFD 2010

El uso de estos factores no se enmarcan en la aplicación de los coeficientes máximos en ciertas zonas de la losa y la aplicación de coeficientes mínimos para otras, sin embargo, para el diseño de losas el AASTHO LRFD sugiere que el máximo coeficiente controla el diseño, por consiguiente el mínimo debe de ser ignorado.

Como se demostrará en el capítulo 4, la carga muerta representa una pequeña fracción de las cargas de la losa, la utilización de métodos de aproximación simplificados, resultarían en una considerable diferencia en los efectos de la aplicación de la carga muerta más carga viva. Se recomienda el uso de la siguiente expresión, exceptuando las losas en voladizo, para determinar los momentos positivos y negativos causados por carga muerta:

$$M = w\frac{l^2}{c} \qquad \textbf{(EC 3.4)}$$

Donde:

M= momento positivo o negativo causado por la carga muerta para una unidad de ancho de franja de diseño (N-mm/mm)

W= carga muerta por unidad de área de la losa (kg/m^2)

L= espaciamiento entre vigas

c= constante (10-12)

3.2.1.3-1 Distancia desde el centro de la viga a la sección de diseño para momento negativo (4.6.2.1.6):

Las franjas de diseño se deberán tratar como vigas continuas o vigas simplemente apoyadas, la longitud del tramo se especificará como la distancia entre centros de los componentes de apoyo. Para la determinación de las solicitaciones se supondrá que los componentes de apoyo son infinitamente rígidos.

Para vigas de hormigón tipo I y tipo T, la distancia desde el centro de la viga a la sección de diseño para momento negativo puede ser considerada como **un tercio del ancho del ala**, pero no mayor de 380mm a partir del eje del apoyo, esta aplicación puede ser tomada en los volados del tablero, haciéndose imperioso se investigue todos los efectos de carga sobre este. El objetivo de esta simplificación es la de contemplar el efecto de longitud de tramo, que se basa en aplicar una corrección por continuidad, reemplazándolo por la reducción del momento negativo y el corte, la práctica anterior consistía en no verificar el corte de los tableros típicos.

Para vigas de acero y madera, se tomara **a un cuarto del ancho del ala**, a partir del eje de apoyo.

3.2.1.4. CALCULO DE SOLICITACIONES, CARGA VIVA

Para la determinación de los valores extremos se superpondrá las solicitaciones debidas a una secuencia de ejes y la carga del carril. Esto es un cambio a la percepción anterior de utilizar ya sea el camión o la carga de carril, más una carga concentrada adicional.

Como se explicó anteriormente usando el método de análisis aproximado en losas, los efectos producidos por cargas vivas deben ser determinados modelando la losa como una viga soportada por los elementos prefabricados. Uno o más ejes deben ser colocados a cada lado de la losa (representando los ejes de un camión en diferentes líneas de tráfico) y desplazándolas transversalmente a fin de maximizar los momentos. Para determinar el momento por carga viva por unidad de ancho de franja, el momento calculado total, será dividido para el ancho de franja usando las ecuaciones de la tabla S4.6.2.1.3-1. Las siguientes condiciones deber ser satisfechas cuando se determinan los efectos producidos por cargas vivas en losas.

- La distancia mínima desde el centro de la rueda a la cara interna del parapeto = 300mm
- Mínima distancia entre ruedas de camiones adyacentes: 1200 mm

		MOMENTO NEGATIVO						
S	Momento	Distancia desde el eje de la viga hasta la sección de diseño para momento Negativo						
(mm)	positivo	0,0 mm	75 mm	150 mm	225 mm	300 mm	450 mm	600 mm
1300	21130	11720	10270	8940	7950	7150	6060	5470
1400	21010	14140	12210	10340	8940	7670	5960	5120
1500	21050	16320	14030	11720	9980	8240	5820	5250
1600	21190	18400	15780	13160	11030	8970	5910	4290
1700	21440	20140	17290	14450	12010	9710	6060	4510
1800	21790	21690	18660	15630	12930	10440	6270	4790
1900	22240	23050	19880	16710	13780	11130	6650	5130
2000	22780	24260	20960	17670	14550	11770	7030	5570
2100	23380	26780	23190	19580	16060	12870	7410	6080
2200	24040	27670	24020	20370	16740	13490	7360	6730
2300	24750	28450	24760	21070	17380	14570	9080	8050
2400	25500	29140	25420	21700	17980	15410	10870	9340
2500	26310	29720	25990	22250	18510	16050	12400	10630
2600	27220	30220	26470	22730	18980	16460	13660	11880
2700	28120	30680	26920	23170	19420	16760	14710	13110
2800	29020	31050	27300	23550	19990	17410	15540	14310
2900	29910	32490	28720	24940	21260	18410	16800	15480
3000	30800	34630	30790	26960	23120	19460	18030	16620
3100	31660	36630	32770	28890	23970	21150	19230	17780
3200	32500	38570	34670	30770	26880	22980	20380	18910
3300	33360	40440	36520	32600	28680	24770	21500	2010
3400	34210	42250	38340	34430	30520	26610	22600	21090
3500	35050	43970	40030	36090	32150	28210	23670	22130
3600	35870	45650	41700	37760	33810	29870	24700	23150
3700	36670	47250	43310	39370	35430	31490	25790	24140

TABLA 3.6 (S.A 4.1-1) MÁXIMOS MOMENTOS POR SOBRECARGA POR UNIDAD DE ANCHO, N-MM/MM
FUENTE: AASTHO LRFD 2010

Donde

S: separación de elementos de apoyo (mm); separación de las vigas.

S (m)	Momento positivo (t.m)	MOMENTO NEGATIVO (t) Distancia desde el eje de la viga hasta la sección de diseño para momento Negativo						
		0,0 mm	75 mm	150 mm	225 mm	300 mm	450 mm	600 mm
1,3	2,16	1,20	1,05	0,91	0,81	0,73	0,62	0,56
1,4	2,14	1,44	1,25	1,06	0,91	0,78	0,61	0,52
1,5	2,15	1,67	1,43	1,20	1,02	0,84	0,59	0,54
1,6	2,16	1,88	1,61	1,34	1,13	0,92	0,60	0,44
1,7	2,19	2,06	1,76	1,47	1,23	0,99	0,62	0,46
1,8	2,22	2,21	1,90	1,59	1,32	1,07	0,64	0,49
1,9	2,27	2,35	2,03	1,71	1,41	1,14	0,68	0,52
2	2,32	2,48	2,14	1,80	1,48	1,20	0,72	0,57
2,1	2,39	2,73	2,37	2,00	1,64	1,31	0,76	0,62
2,2	2,45	2,82	2,45	2,08	1,71	1,38	0,75	0,69
2,3	2,53	2,90	2,53	2,15	1,77	1,49	0,93	0,82
2,4	2,60	2,97	2,59	2,21	1,83	1,57	1,11	0,95
2,5	2,68	3,03	2,65	2,27	1,89	1,64	1,27	1,08
2,6	2,78	3,08	2,70	2,32	1,94	1,68	1,39	1,21
2,7	2,87	3,13	2,75	2,36	1,98	1,71	1,50	1,34
2,8	2,96	3,17	2,79	2,40	2,04	1,78	1,59	1,46
2,9	3,05	3,32	2,93	2,54	2,17	1,88	1,71	1,58
3	3,14	3,53	3,14	2,75	2,36	1,99	1,84	1,70
3,1	3,23	3,74	3,34	2,95	2,45	2,16	1,96	1,81
3,2	3,32	3,94	3,54	3,14	2,74	2,34	2,08	1,93
3,3	3,40	4,13	3,73	3,33	2,93	2,53	2,19	0,21
3,4	3,49	4,31	3,91	3,51	3,11	2,72	2,31	2,15
3,5	3,58	4,49	4,08	3,68	3,28	2,88	2,42	2,26
3,6	3,66	4,66	4,26	3,85	3,45	3,05	2,52	2,36
3,7	3,74	4,82	4,42	4,02	3,62	3,21	2,63	2,46

TABLA 3.7 (S.A 4.1-1) MÁXIMOS MOMENTOS POR SOBRECARGA POR UNIDAD DE ANCHO, T-M/M
(FUENTE: AASTHO LRFD 2010)

Donde

S: separación de elementos de apoyo (m); separación de las vigas.

La normas AASHTO LRFD determinan el refuerzo basadas en el momento positivo máximo sobre la losa, para secciones interiores, el momento positivo máximo usualmente ocurre aproximadamente en el centro de cada tramo, para el primer tramo, usualmente el que se encuentra junto a los volados, la ubicación del momento máximo varía de acuerdo a la longitud del volado, el valor y la distribución de la carga muerta.

De la misma manera que en la determinación del momento por carga viva, se permite tomar como valores de diseño los de la tabla SA4.1-1, este momento será el que determinará el refuerzo en las cada tramo de losa.

Como se mencionó anteriormente el diseño es dominado por la acción de las cargas vivas, este concepto será ampliado en el capítulo 5 donde se desarrollara el análisis de las solicitaciones en conjunto con un programa de calculo que permita representar modelos que se asemejen a los de del presente análisis.

Las ecuaciones para resistencia a flexión, los trabes de la superestructura, especificadas en el AASHTO-LRFD, son aplicables para secciones de hormigón armado y secciones de hormigón presforzado, el refuerzo debido a tensión y/o compresión, son tomados como cero para este texto debido a que su comportamiento es indiferente al tipo de material que va a ser utilizado en la superestructura.

No se realizará un análisis del refuerzo en las losas debido a que obedecen a las ecuaciones comunes para hormigón armado, dicho análisis no contribuiría con el objeto principal de este estudio. Se optó por una sección transversal utilizando volados, debido a que su uso ayuda a diferenciar el comportamiento de las vigas internas con las exteriores, además el diseño de una viga actuando en el borde de la sección transversal, es impráctica y antieconómica, debido a que actuaría a flexión, tomando la mitad de la carga, por consiguiente estaría sobredimensionada la mayoría de los casos.

3.2.2 DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

3.2.2.1 DISEÑO DE VIGAS PRESFORZADAS

3.2.2.1 a.- Pre-dimensionamiento de Vigas

Como se mencionó en el capítulo anterior de acuerdo a las especificaciones de la del AASTHO LRFD (C2.5.2.6.3-1.), se parte de secciones conformadas por vigas AASTHO tipo V, basándose en las recomendaciones de peralte mínimo del AASHTO LRFD.

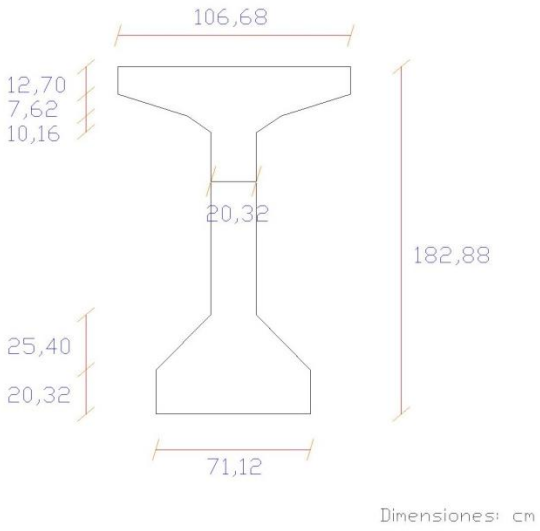


FIGURA 3.4 SECCIÓN PRELIMINAR DE DISEÑO, VIGA AASTHO TIPO V
FUENTE: MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS Y PRESFORZADAS ANIPPAC 2006

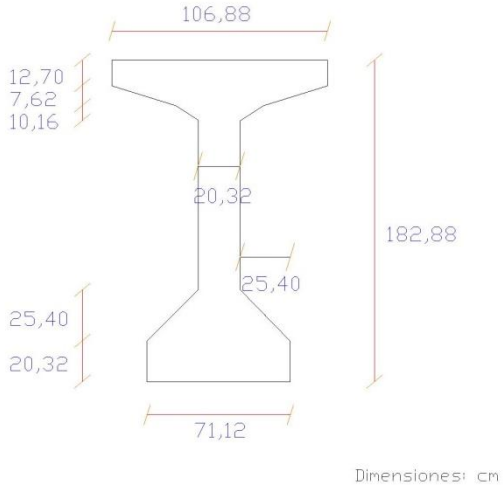


FIGURA 3.5 SECCIÓN FINAL DE DISEÑO, VIGA AASTHO TIPO VI
(FUENTE: MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS Y PRESFORZADAS ANIPPAC 2006)

Como se apreciará en el siguiente capítulo, la sección antes presentada es cambiada, los motivos serán expuestos en el Capítulo 7, que hace referencia a las conclusiones que arroja este texto.

3.2.2.1-b Factores de distribución de carga viva

Las especificaciones dadas por el AASHTO-LRFD permiten el uso de métodos de análisis para determinar los factores de distribución de cargas vivas, sin embargo, para puentes típicos, las especificaciones proveen de ecuaciones para determinar los factores de distribución, dichas ecuaciones se encuentran enlistadas en la Tabla **S4.6.2.2.1-1** del AASHTO.

Tabla 4.6.2.2.1-1 – Superestructuras habituales cubiertas por los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3

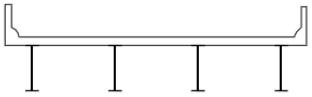
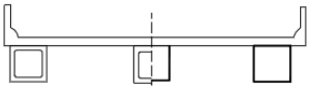
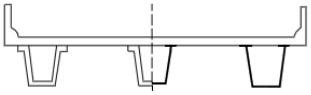
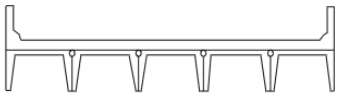
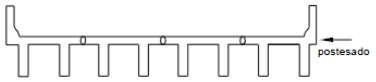
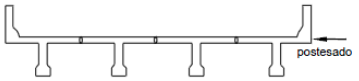
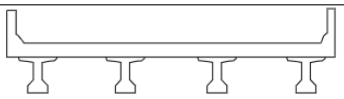
ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Viga de acero	Losa de hormigón colada in situ, losa de hormigón prefabricada, emparrillado de acero, paneles encolados/clavados, madera tesada	 (a)
Vigas cajón cerradas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ	 (b)
Vigas cajón abiertas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ, losa de tablero de hormigón prefabricado	 (c)
Secciones tipo canal de hormigón prefabricado con conectores de corte	Sobrecapa de hormigón colado in situ	 (h)
Sección doble Te de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 (i)
Sección Te de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 (j)
Secciones doble Te o Te con nervio de hormigón prefabricado	Hormigón colado in situ, hormigón prefabricado	 (k)

TABLA 3.7 (4.6.2.2.1-1) SUPERESTRUCTURAS HABITUALES
FUENTE: AASTHO LRFD 2010

Como se aprecia en esta tabla las secciones a utilizarse dentro de este estudio son conocidas como tipo “K”, de las tablas **S4.6.2.2.2**, listan los factores de distribución para

vigas interiores y exteriores, los factores de distribución son basados en el estudio realizado por la NCHRP Proyecto 12.26, y han sido verificados de tal manera de brindar resultados precisos, comparados con puentes en 3 dimensiones.

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, 1	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1	
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Un carril de diseño cargado: $S/3700$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/3000$	$S \le 1800$
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0,06+\left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4}\left(\frac{S}{L}\right)^{0,3}\left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0,1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075+\left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6}\left(\frac{S}{L}\right)^{0,2}\left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0,1}$	$1100 \le S \le 4900$ $110 \le t_s \le 300$ $6000 \le L \le 73.000$ $N_b \ge 4$ $4 \times 10^9 \le K_g \le 3 \times 10^{12}$
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$
Viga cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ	d	Un carril de diseño cargado: $\left(1,75+\frac{S}{1100}\right)\left(\frac{300}{L}\right)^{0,35}\left(\frac{1}{N_c}\right)^{0,45}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{13}{N_c}\right)^{0,3}\left(\frac{S}{430}\right)\left(\frac{1}{L}\right)^{0,25}$	$2100 \le S \le 4000$ $18.000 \le L \le 73.000$ $N_c \ge 3$ Si $N_c > 8$ usar $N_c = 8$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	Un carril de diseño cargado: $\left(\frac{S}{910}\right)^{0,35}\left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0,25}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{S}{1900}\right)^{0,6}\left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0,125}$	$1800 \le S \le 5500$ $6000 \le L \le 43.000$ $450 \le d \le 1700$ $N_b \ge 3$
		Usar la ley de momentos	S > 5500

TABLA 3.8 (4.6.2.2.2B-1) DISTRIBUCIÓN DE SOBRECARGAS PARA MOMENTOS VIGAS INTERIORES
(FUENTE: AASTHO LRFD 2010)

Los coeficientes dentro de la tabla 3.8 (**LRFD 4.6.2.2.2b-1**) incluyen el factor de presencia múltiple como se aprecia en la parte superior de la tabla , existe una casilla para el rango de aplicación, estos rangos se encuentran basados en el rango de cada parámetro usado en el estudio dentro del desarrollo de dicha ecuación, cuando el espaciamiento entre vigas excede el valor listado dentro del rango de aplicabilidad, la especificación exige el uso de la sección **4.6.2.2.1,** o el uso de dicha ecuación siempre y cuando el valor de excedencia sea menor.

En puentes del tipo viga-losa, los factores de distribución no serán menores que los obtenidos asumiendo que la sección transversal se defleja y rota como una sección rígida. Para este estudio se optó por el uso de diafragmas rígidos en el centro de la luz, de tal manera de forzar a la sección a actuar como rígida, de tal manera se aplican los valores de la sección **S4.6.2.2.2d-1**

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e\,g_{interior}$ $e = 0,77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \le d_e \le 1700$
			Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$
Viga cajón de hormigón de múltiples células	d	$g = \frac{W_e}{4300}$	$g = \frac{W_e}{4300}$	$W_e \le S$
		o los requisitos para diseño de estructuras que abarcan la totalidad del ancho especificados en el Artículo 4.6.2.2.1		
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	Ley de momentos	$g = e\,g_{interior}$ $e = 0,97 + \frac{d_e}{8700}$	$0 \le d_e \le 1400$ $1800 < S \le 5500$
			Ley de momentos	$S > 5500$
Vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga	f, g	$g = e\,g_{interior}$ $e = 1,125 + \frac{d_e}{9100} \ge 1,0$	$g = e\,g_{interior}$ $e = 1,04 + \frac{d_e}{7600} \ge 1,0$	$d_e \le 600$
Vigas de hormigón excepto las vigas cajón usadas en tableros multiviga	h	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
	i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase			
Tablero de emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A

TABLA 3.9 (4.6.2.2.2D-1) SOBRECARGAS POR CARRIL PARA VIGAS LONGITUDINALES EXTERIORES

(FUENTE: AASTHO LRFD 2010)

3.2.2.1. c Esfuerzos permisibles según AASHTO LRFD

Límites para la Tensión en los Tendones de Pretensado.

La tensión en los tendones debido al pretensado o en el estado límite de servicio no deberá ser mayor que los valores especificados en la Tabla 3.10 (**LRFD 5.9.3-1**)

Condición	Tipo de tendón		
	Cables aliviados de tensiones y barras lisas de alta resistencia	Cables de baja relajación	Barras de alta resistencia conformadas
Pretensado			
Inmediatamente antes de la transferencia ($f_{pt} + \Delta f_{pES}$)	$0,70\, f_{pu}$	$0,75\, f_{pu}$	-
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 acuñamiento, se puede permitir f_s a corto plazo	$0,90\, f_{py}$	$0,90\, f_{py}$	$0,90\, f_{py}$
En anclajes y acoplamientos inmediatamente después del acuñamiento de los anclajes ($f_{pt} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pA}$)	$0,70\, f_{pu}$	$0,70\, f_{pu}$	$0,70\, f_{pu}$
En el extremo de la zona de pérdida por asentamiento inmediatamente después del acuñamiento del anclaje ($f_{pt} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pA}$)	$0,70\, f_{pu}$	$0,74\, f_{pu}$	$0,70\, f_{pu}$
En estado límite de servicio después de las pérdidas (f_{pe})	$0,80\, f_{py}$	$0,80\, f_{py}$	$0,80\, f_{py}$

TABLA: 3.10 (LRFD TABLA 5.9.3-1) LÍMITES DE TENSIÓN PARA TENDONES DE PRETENSADO

(FUENTE: AASTHO LRFD 2010)

Límites de Tensión en el Hormigón:

- Antes de las Pérdidas:

  Compresión: Puentes pretensados ó Postensados: 0,60 x f'ci

  Tracción: Aplicar límites indicados en la tabla 3.11 (LRFD 5.9.4.1.2-1)

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos	• 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 $0,5f_y$, no mayor que 210 MPa	$0,63\sqrt{f'_{ci}}$ (MPa)
	• Para tensiones de manipuleo en pilares pretensados	$0,415\sqrt{f'_c}$ (MPa)
Puentes construidos por segmentos	Tensiones longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimida	
	• Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción calculada a una tensión de $0,5f_y$; con tendones internos o tendones externos	$0,25\sqrt{f'_{ci}}$ tracción máxima (MPa)
	• Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones	Tracción nula
	Tensiones transversales a través de las uniones	
	• Para cualquier tipo de unión	$0,25\sqrt{f'_{ci}}$ (MPa)
	Tensiones en otras áreas	
	• Para áreas sin armadura adherente no pretensada	Tracción nula
	• 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 $0,5f_y$, no mayor que 210 MPa	$0,50\sqrt{f'_{ci}}$ (MPa)

TABLA 3.11 (LRFD TABLA 5.9.4.1.2-1) LÍMITE DE TENSIÓN DE TRACCIÓN EN EL HORMIGÓN ANTES DE LAS PÉRDIDAS.

FUENTE: AASTHO LRFD 2010

- Después de las Pérdidas:

Compresión: Para el estado límite de servicio I, según tabla 5.9.4.2.1-1, el factor de reducción ϕ_w se deberá tomar igual a 1.0 si las relaciones de esbeltez de las almas y alas, calculadas de acuerdo al Art. 5.7.4.7.1, son menores o iguales a 15, si son mayores que 15 deberá calcularse de acuerdo al Art. 5.7.4.7.2

Ubicación	Tensión límite
• Excepto en puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes	$0,45\, f'_c$
• En puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes	$0,45\, f'_c$
• Excepto en puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sobrecarga y la semisuma de la tensión efectiva de pretensado más las cargas permanentes	$0,40\, f'_c$
• Tensión provocada por la sumatoria de las tensiones efectivas de pretensado, cargas permanentes y cargas transitorias, y durante las operaciones de transporte y manipuleo	$0,60\, \phi_w f'_c$

TABLA 3.12 (LRFD 5.9.4.2.1-1) LÍMITES PARA TENSIÓN, HORMIGÓN PRETENSADO, DESPUÉS DE LAS PÉRDIDAS

FUENTE: AASTHO LRFD 2010

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos	Tracción en la zona de tracción precomprimida, suponiendo secciones no fisuradas	
	• Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas	$0,50\sqrt{f'_c}$
	• Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión severas	$0,25\sqrt{f'_c}$
	• Para elementos con tendones de pretensado no adherentes	Tracción nula
Puentes construidos por segmentos	Tensiones longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimida	
	• Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción longitudinal calculada a una tensión de 0,5fy; con tendones internos o tendones externos	$0,25\sqrt{f'_c}$
	• Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones	Tracción nula
	Tensiones transversales a través de las uniones	
	• Tracción en la dirección transversal en la zona de tracción precomprimida	$0,25\sqrt{f'_c}$
	Tensiones en otras áreas	
	• Para áreas sin armadura adherente	Tracción nula
	• En áreas con armadura adherente 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 $0,5f_y$, no mayor que 205 MPa	$0,50\sqrt{f'_c}$

TABLA 3.13 (5.9.4.2.2-1) LÍMITES PARA LA TENSIÓN PARA HORMIGÓN PRETENSADO, ESTADO LÍMITE DE SERVICIO, LUEGO DE PRODUCIRSE LAS PÉRDIDAS

FUENTE AASTHO LRFD 2010

3.2.2.1 d Resistencia de Elementos Solicitados a Flexión (S5.7.3)

Elementos con tendones adherentes:

Las ecuaciones que se desprenden esta sección son utilizadas para calcular la resistencia a la flexión, y se basan en la hipótesis de que la distribución del acero es tal que es razonable considerar que toda la armadura de tracción se encuentra concentrada en la ubicación definida por $\mathbf{d_s}$, distancia entre la fibra externa comprimida y el baricentro de la armadura de tracción no pretensada, y que todo el acero pretensado se puede considerar concentrado en la ubicación definida por $\mathbf{d_p}$, distancia entra la fibra externa comprimida y el baricentro de los tendones pretensados. Por lo tanto para casos en el cual una cantidad significativa de elementos pretensados del lado del eje neutro correspondiente a compresión, se recomienda realizar un análisis considerando compatibilidad de deformaciones, donde se entiende que la deformación es directamente proporcional a la distancia al eje neutro, excepto, para los elementos de gran altura.

Para secciones rectangulares o con alas para las cuales $f_{pe} \geq 0{,}5\, f_{pu}$, la tensión media en el acero de pretensado f_{ps} se puede tomar como **(LRFD 5.7.3.1.1-1):**

$$fps = fpu\left(1 - k\left(\frac{c}{d_p}\right)\right)$$

(EC 3.4)

Dónde:

fpe : Tensión efectiva en el acero de pretensado luego de las pérdidas (Mpa).

fpu : Resistencia a la tracción del acero de pretensado (Mpa)

fps : Tensión media en el acero de pretensado en el momento en el momento en el cual se requiere la resistencia nominal del elemento (Mpa).

$$k = 2 * \left(1.041 - \frac{f_{py}}{f_{pu}}\right)$$

(EC 3.5)

Dónde:

Tipo de tendón	f_{py}/f_{pu}	Valor de k
Cables de baja relajación	0,90	0,28
Cables aliviados de tensiones y barras de alta resistencia Tipo 1	0,85	0,38
Barras de alta resistencia Tipo 2	0,80	0,48

TABLA 3.14 (5.7.3.1.1-1)
FUENTE AASTHO LRFD 2010

Para comportamiento de sección rectangular: si el valor de c, es menor al espesor de la losa, se considera que el comportamiento de nuestra sección se considera como rectangular.

(LRFD 5.7.3.1.1-4).

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y - 0.85\beta_1 f'_c (b - b_w)h_f}{0.85 f'_c \beta_1 b_w + kA_{ps}\frac{f_{pu}}{d_p}}$$

(EC 3.6)

Donde:

A_{ps} *: Área del acero de pretensado (mm^2)*

f_{pu} *: Resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado (Mpa)*

f_{py} *: Tensión de fluencia del acero de pretensado (Mpa)*

A_s *: Área de la armadura de tracción de acero no pretensado (mm^2)*

A'_s*: Área de la armadura de compresión (mm^2)*

f_y*: Tensión de fluencia de la armadura de tracción (Mpa)*

f'_y*: Tensión de fluencia de la armadura de compresión (Mpa)*

b*: Ancho del ala comprimida (mm)*

b_w*: Ancho del alma (mm)*

***h_f**: Altura del ala comprimida (mm)*

***d_p**: Distancia entre la fibra extrema comprimida y baricentro de los tendones (mm)*

***c**: Distancia entre el eje neutro y la cara comprimida (mm)*

***β_1**: Factor para el diagrama de tensiones. (S5.7.2.2)*

Se debe controlar el nivel de tensión de la armadura de compresión y, si la armadura de compresión no ha entrado en fluencia, en las ecuaciones en f'y se deberá utilizar la tensión real.

Componentes con tendones no adheridos

Para las secciones rectangulares o con alas, la tensión media en el acero de pretensado no adherido se puede tomar como:

(LRFD 5.7.3.1.2-1).

$$f_{ps} = f_{pe} + 6300\left(\frac{d_p - c}{l_e}\right) \leq f_{py}$$

(EC 3.7)

Donde:

(LRFD 5.7.3.1.2-2).

$$l_e = \left(\frac{2l_1}{2 + N_s}\right)$$

(EC 3.8)

Para comportamiento de sección tipo "T".

(LRFD 5.7.3.1.2-3).

$$c = \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y - A'_s f'_y - 0.85\beta_1 f'_c(b - b_w)h_f}{0.85 f'_c \beta_1 b_w}$$

(EC 3.9)

Para comportamiento de sección rectangular:

(LRFD 5.7.3.1.2-4).

$$c = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85 f'_c \beta_1 b}$$

(EC 3.10)

Donde:

C: *distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro asumiendo que el tendón de pretensado ha entrado en fluencia (mm)*

le*: Longitud efectiva del tendón (mm)*

li*: Longitud del tendón entre anclajes (mm)*

Ns*: Número de articulaciones de apoyo cruzadas por el tendón, entre anclajes.*

fpy *: tensión de fluencia del acero de pretensado (Mpa)*

fpe *:tensión efectiva en el acero en la sección considerada luego de las pérdidas (Mpa)*

3.2.2.1-e Resistencia a la flexión:

La resistencia a la flexión mayorada Mr se deberá tomar como:

$$M_r = \emptyset M_n$$

(EC 3.11)

Donde:

Mn*= resistencia nominal*

Ø *= factor resistencia especificado (**LRFD 5.5.4.2)***

3.2.2.1-f Pérdidas en la Fuerza de Presforzado:

La magnitud de la fuerza de presforzado es variable de acuerdo al comportamiento de la sección, algunos son cambios instantáneos otros se producen de manera perenne, y otros depende de la carga superpuesta**.**

Por este motivo se agrupan a las pérdidas en dos grupos, la primera son aquellas que se producen inmediatamente durante la construcción del miembro, y aquellas que se presentan a través del paso de un período de tiempo, la fuerza de presfuerzo ($\mathbf{P_j}$) puede verse afectada inmediatamente debido a las pérdidas debido a la fricción con el miembro en contacto, desplazamiento del anclaje y el acortamiento elástico del hormigón comprimido, a estas pérdidas se denominan como pérdidas de presfuerzo inicial Pi.

A medida que pasa el tiempo el grado de pérdidas disminuye su magnitud, debido a los cambios de contracción en el hormigón, flujo plástico y al relajamiento del hormigón altamente esforzado. A medida que la edad de la estructura aumenta estas pérdidas van disminuyendo de manera de llegar a tener una fuerza de presfuerzo casi constante, a la que se le conoce como fuerza de presfuerzo efectiva P.

3.2.2.1-g Calculo de efectos fluencia y encogimiento del hormigón.

Los efectos de la fluencia y el encogimiento en el hormigón deberán ser determinados utilizando el método publicado por la PCA (Portland Cement Association), este método se basa en el cálculo de los momentos necesarios aplicados en los extremos fijos, a fin de contener la viga cuando las conexiones han sido establecidas. Por consiguiente la viga simplemente apoyada se analizará bajo este concepto, para los efectos de fluencia, los resultados de este análisis serán considerados como el resultado final de las solicitaciones internas de fluencia, con respecto al acortamiento, a los resultados obtenidos bajo este análisis, se añadirá el momento resultando del acortamiento para determinar el acortamiento final.



FIGURA 3.6 CONVENCIÓN DE SIGNOS, ACCIÓN DE EXTREMO FIJO.
FUENTE: 1969 PCA DESING OF CONTINUOUS BRIDGES

	DL CREEP			P/S CREEP			ENCOGIMIENTO		
	Extremo Tramo Izquierdo	Tramo Interior	Extremo Tramo Derecho	Extremo Tramo Izquierdo	Tramo Interior	Extremo Tramo Derecho	Extremo Tramo Izquierdo	Tramo Interior	Extremo Tramo Derecho
Momento Izquierdo (1)	0	2/3 (MD)	MD	0	2EIϴ/L	3EIϴ/(L)	0	Ms	1.5 Ms
Momento Derecho (2)	.- MD	- 2/3 (MD)	0	.-3EIϴ/L	.- 2EIϴ/L	0	.-1.5 Ms	.- Ms	0
Corte Izquierdo (3)	.- MD/L	0	MD/L	.- 3EIϴ/(L^2)	0	3EIϴ/(L^2)	.-3Ms / 2L	0	3Ms / 2L
Corte Derecho (4)	MD/L	0	.- MD/L	3EIϴ/(L^2)	0	.- 3EIϴ/(L^2)	3Ms / 2L	0	.-3Ms / 2L

TABLA 3.15 CONVENCIÓN DE SIGNOS, ACCIÓN DE EXTREMO FIJO.
(FUENTE: 1969 PCA DESING OF CONTINUOUS BRIDGES)

Donde:

M_D: *Máximo momento por carga muerta (Sección no compuesta)*

L: *Longitud del tramo simple.*

E_C: *Módulo de elasticidad de la viga de hormigón (final)*

I: *Momento de Inercia sección compuesta*

θ: *Rotación debido a la excentricidad de la fuerza P/S*

M_S: *Momento aplicado debido a la diferencia de contracción de la viga y la losa*.

3.2.2.1-h Pérdidas en el Presfuerzo.

Las pérdidas de pretensado en elementos construidos y pretensados en una sola etapa, respecto de la tensión inmediatamente antes de la transferencia, se pueden tomar como:

$$\Delta \boldsymbol{f_{pT}} = \Delta \boldsymbol{f_{pES}} + \Delta \boldsymbol{f_{pSR}} + \Delta \boldsymbol{f_{pCR}} + \Delta \boldsymbol{f_{pR2}}$$

(EC 3.12)

Dónde:

$\Delta \boldsymbol{f_{pT}} = pérdida\ total\ (MPa)$

$\Delta \boldsymbol{f_{pF}} = pérdida\ por\ fricción\ (MPa)$

$\Delta \boldsymbol{f_{pA}} = pérdida\ en\ los\ anclajes\ (MPa)$

$\Delta \boldsymbol{f_{pES}} = pérdida\ por\ acortamiento\ elástico\ (MPa)$

$\Delta \boldsymbol{f_{pSR}} = pérdida\ por\ contacción\ (MPa)$

$\Delta \boldsymbol{f_{pCR}} = pérdida\ por\ fluencia\ lenta\ del\ hormigón\ (MPa)$

$\Delta \boldsymbol{f_{pR2}} = pérdida\ por\ relajación\ del\ acero\ después\ de\ la\ transferencia\ (MPa)$

Se debe considerar que una pérdida adicional de presfuerzo sucede debido a la relajación antes de la transferencia, se considera que el diseñador debe ser responsable por determinar dichas pérdidas.

Estimaciones con gran precisión acerca de la pérdida total de presfuerzo requiere análisis de las pérdidas en relación al tiempo resultantes de los efectos de contracción y fluencia por separado, sin embargo para construcciones convencionales, dichas estimaciones se escapan del manejo del diseñador. Como resultado de esto existen 3 aproximaciones aprobadas en las especificaciones LRFD de estimación que permiten determinar las perdidas en relación al paso del tiempo

1.-Aproximacion de la suma global.

2.- Método refinado de estimación

3.- Los antecedentes necesarios para llevar a cabo un riguroso análisis con respecto al paso del tiempo

La aproximación de la suma global, contempla las perdidas por relajación durante la trasferencia, para determinar las perdidas relacionadas con el paso del tiempo luego de la transferencia para miembros presforzados, se hará referencia a la sección S5.9.5.3, donde los resultados obtenidos en la tabla **5.9.5.3-1** a continuación refleja valores y tendencias obtenidas del análisis dependiente de tiempo computarizado de una gran cantidad de elementos de puentes y estructuras diseñadas para un rango habitual de variables.

- Coeficiente último de fluencia lenta del hormigón comprendido entre 1,6 y 2,4
- Coeficiente último de contracción del hormigón comprendido entre 0,0004 y 0,0006 (mm/mm)
- Humedad relativa comprendida entre el 40% y 100%
- Curado del hormigón en húmedo o al vapor
- Relación de pretensado parcial comprendida entre 0,2 y 1,0

Tipo de sección de la viga	Nivel	Para alambres y cables con f_{pu} = 1620, 1725 ó 1860 MPa	Para barras con f_{pu} = 1000 ó 1100 MPa
Vigas de sección rectangular y losas macizas	Límite superior	$200 + 28\ PPR$	$130 + 41\ PPR$
	Promedio	$180 + 28\ PPR$	
Vigas cajón	Límite superior	$145 + 28\ PPR$	100
	Promedio	$130 + 28\ PPR$	
Vigas I	Promedio	$230\left[1 - 0{,}15\frac{f'_c - 41}{41}\right] + 41\ PPR$	$130 + 41\ PPR$
Vigas Te, doble Te, de núcleo hueco y losas aligeradas	Límite superior	$270\left[1{,}0 - 0{,}15\frac{f'_c - 41}{41}\right] + 41\ PPR$	$210\left[1{,}0 - 0{,}15\frac{f'_c - 41}{41}\right] + 41\ PPR$
	Promedio	$230\left[1{,}0 - 0{,}15\frac{f'_c - 41}{41}\right] + 41\ PPR$	

TABLA 3.16 (5.9.5.3-1) PÉRDIDAS DEPENDIENTES DEL TIEMPO
FUENTE: AASTHO LRFD 2010

El método refinado de análisis de pérdidas de cargas será el que este documento haga referencia.

3.2.2.1-i Cálculo de esfuerzo inicial en los tendones inmediatamente antes de la transferencia.

(S59.3)

La tensión en los tendones debida al pretensado o en el estado límite de servicio no deberá ser mayor que los siguientes valores:

.- Valores especificados en la tabla 3.17 (**LRFD 5.9.3-1**)

.- Los valores recomendados por el fabricante de los tendones o anclajes

Condición	Tipo de tendón		
	Cables aliviados de tensiones y barras lisas de alta resistencia	Cables de baja relajación	Barras de alta resistencia conformadas
Pretensado			
Inmediatamente antes de la transferencia ($f_{pt} + \Delta f_{pES}$)	$0{,}70\, f_{pu}$	$0{,}75\, f_{pu}$	-
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 acuñamiento, se puede permitir f_s a corto plazo	$0{,}90\, f_{py}$	$0{,}90\, f_{py}$	$0{,}90\, f_{py}$
En anclajes y acoplamientos inmediatamente después del acuñamiento de los anclajes ($f_{pt} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pA}$)	$0{,}70\, f_{pu}$	$0{,}70\, f_{pu}$	$0{,}70\, f_{pu}$
En el extremo de la zona de pérdida por asentamiento inmediatamente después del acuñamiento del anclaje ($f_{pt} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pA}$)	$0{,}70\, f_{pu}$	$0{,}74\, f_{pu}$	$0{,}70\, f_{pu}$
En estado límite de servicio después de las pérdidas (f_{pe})	$0{,}80\, f_{py}$	$0{,}80\, f_{py}$	$0{,}80\, f_{py}$

TABLA 3.17 (5.9.3-1) LÍMITES DE TENSIÓN PARA TENDONES PRETENSADOS
FUENTE: AASTHO LRFD 2010

3.2.2.1-j Cálculo de Pérdidas Instantáneas (5.9.5.2)

3.2.2.1-j.1 Fricción (5.9.5.2.2)

Las pérdidas por fricción en elementos pretensados, se toman como las pérdidas ocurrentes en los dispositivos de fijación. Este factor se determinará de acuerdo a la información del fabricante.

3.2.2.1-j.2 Acortamiento Elástico Δ_{fpES} *(s5.9.5.2.3)*

En elementos presforzados las pérdidas por acortamiento elástico serán consideradas como:

(LRFD 5.9.5.2.3a-1)

$$\Delta f_{pEs} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp}$$

(EC 3.13)

Donde:

f_{cgp}= *Sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de los tendones de pretensado debidas a la fuerza de pretensado en el omento de la transferencia y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento (MPa)*

E_p= *Modulo elasticidad del acero de pretensado (MPa)*

E_{ci}= *Módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la trasferencia (MPa)*

Para elementos pretensados se puede utilizar la siguiente expresión alternativa, la cual arroja datos con mayor precisión:

$$\Delta f_{pES} = \frac{A_{ps} f_{pbt}\left(I_g + c_m^2 A_g\right) - e_m M_g A_g}{A_{ps}\left(I_g + e_m^2 A_s\right) + \frac{A_g I_g E_{ci}}{E_p}}$$

(EC 3.14)

Donde:

A_{ps} *= Área de acero de pretensado (mm2)*

A_g *= Área bruta de la sección (mm2)*

Eci *= Módulo de elasticidad del hormigón durante transferencia (Mpa)*

Ep *= Módulo de elasticidad de los tendones de pretensado (Mpa)*

Em *= Excentricidad promedio en la mitad del tramo (mm)*

f_{pbt}= *Tensión en el acero de pretensado inmediatamente antes de la transferencia (5.9.3-1) (Mpa)*

Ig *=Momento de inercia de la sección bruta de hormigón (mm^4)*

Mg *= Momento en la mitad del tramo debido al peso propio del elemento (N.mm)*

3.2.2.1-k Pérdidas con respecto al Tiempo (método refinado) (S5.9.5.4)

3.2.2.1-k.1 Pérdidas por Contracción (5.9.5.4.2):

La expresión para el cálculo de las perdidas por contracción hace referencia a la Humedad del Ambiente, donde para elementos presforzados:

(LRFD 5.9.5.4.2-1)

$$\Delta f_{pRS} = (117 - 1.03H)\ (MPa)$$

(EC 3.15)

Donde:

***H**: humedad relativa promedio anual (%)*

3.2.2.1-k.2 Pérdidas por Fluencia (5.9.5.4.3):

$$\Delta f_{pCR} = 12.0 f_{cgp} - 7.0 \Delta f_{cdp} \geq 0$$

(EC 3.16)

Donde:

***fcgp** : Esfuerzo en hormigón en el centro de gravedad del acero de presfuerzo en la transferencia (MPa)*

***Δfcdp** : incremento de esfuerzo en el hormigón, en el centro de gravedad del acero de presfuerzo debido a la aplicación de cargas permanentes (MPa)*

$$f_{cgp} = \frac{\frac{A_{ps}(0.75 f_{pu})}{A_g}\left(1 + \frac{e_c^2 A_g}{I_g}\right) - \frac{M_g e_c}{I_g}}{1 + \frac{A_{ps}}{A_g}\left(\frac{E_p}{e_{ci}}\right)\left(1 + \frac{e_c^2 A_g}{I_g}\right)}$$

(EC 3.17)

El valor de ***fcgp*** puede ser tomado también como:

1.- 0,75 f_{pu}

2.- Debido a que el incremento de esfuerzos, en el hormigón durante la transferencia es igual a el incremento en los elementos presforzados durante la transferencia, la variación en los esfuerzos del hormigón es igual a la variación en los elementos presforzados durante la transferencia dividida para la relación entre la relación modular entre el acero de presfuerzo y el hormigón en la transferencia.

3.2.2.1-k.2 Pérdidas por Relajación (5.9.5.4.4):

La relajación total después de la transferencia será el total de la suma de la relajación en el momento de la transferencia y de la relajación después de la transferencia.

El cálculo de las pérdidas después de la transferencia se basan en la sección **S5.9.5.4.4.c**, del AASTHO LRFD, los tendones que se utilizarán para el diseño serán de baja relajación, para lo cual esta sección plantea la siguiente ecuación:

(LRFD 5.9.5.4.4)

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2\left(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}\right) (MPa)$$

(EC 3.18)

Donde:

***Δf*pES** = *Pérdidas por acortamiento*

***Δf*pSR** = *Pérdidas por contracción*

***Δf*pCR** = *Pérdidas por fluencia lenta del hormigón (MPa)*

Para el presente estudio se considera el uso de acero de baja relajación, AASTHO LRFD permite realizar una simplificación en estos casos, considerando que las pérdidas por relajación después de la transferencia en aceros de baja relajación serán del 30% de **Δf**pR2 calculado con la expresión anterior. Las pérdidas por relajación se incrementan de acuerdo al aumento de temperatura, la expresión anteriormente expuesta es válida únicamente para lugares con temperaturas que varíen hasta los 40°C.

3.2.2.1-l Esfuerzos en Tendones Pretensados

Los esfuerzos en aceros pretensados para la resistencia nominal a flexión deberán ser determinados usado dentro del análisis la compatibilidad de esfuerzos, en la sección S5.7.3.1.1 presenta una simplificación con respecto a esto, este método es aplicable a secciones rectangulares, tipo T y secciones tipo I, sujetas a flexión en un eje, donde el bloque de Whitney es usado, además el esfuerzo efectivo en el acero después de las pérdidas no es mayor a 0,5 fpu, para estos casos se aplicará la siguiente expresión :

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

(EC 3.19)

$$k = 2\left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}}\right)$$

(EC 3.20)

3.2.2.1-m Diseño a Flexión:

Como se mencionó con anterioridad en el diseño de elementos presforzados, se debe controlar varios estados límites que garanticen el correcto funcionamiento de la estructura, se empezará controlando el esfuerzo en las vigas o trabes, en la transferencia, en estado final de cargas y se controlará las posibles deflexiones permanentes que pudiesen aparecer con relación al tiempo del funcionamiento de la estructura.

- **Esfuerzo límite en la Transferencia(S5.9.4.1.1)**

Compresión $= \mathbf{0,60}\ \boldsymbol{x}\ (\boldsymbol{f'ci})$

Donde:

f'ci*: esfuerzo en el hormigón cuando se inicia la transferencia de carga de presfuerzo inicial al trabe.*

Esfuerzo de Tensión **(S5.9.4.1.2-1)**

El límite de esfuerzo para áreas con cables encamisados, estos se utilizan en las secciones iniciales del puente debido a que al no encontrarse sometidos a las cargas de diseño a flexión, podrían presentar esfuerzos excesivos sobre el trabe.

Tensión: $= \mathbf{0,58}\ \boldsymbol{x}\ (\boldsymbol{f'ci})$

- **Esfuerzo límite Final Estado Límite de Servicio I (S5.9.4.2.1-1)**

Compresión (Vigas y Losas, bajo efectos de presfuerzo efectivo, cargas permanentes, y transitorias):

Compresión $= \mathbf{0,60}\ \boldsymbol{x}\ (\boldsymbol{f'ci})$

Luego de las pérdidas de elementos puramente presforzados$= \mathbf{0,45}\ \boldsymbol{x}\ (\boldsymbol{f'ci})$

Tensión:

En estado Límite de Servicio luego de las pérdidas en el presfuerzo$= = \mathbf{0,50}\ \boldsymbol{x}\ (\boldsymbol{f'ci})$

Para determinar los esfuerzos sobre las diferentes secciones que componen el trabe se hará referencia a las siguientes inecuaciones básicas desarrolladas del diagrama de Magnel:

- Condiciones Iniciales:

.- Fibra superior

$$-\frac{P1}{A}+\frac{P1e}{S1}-\frac{Mo}{S1} \leq fti$$

(EC 3.21)

.- Fibra Inferior

$$-\frac{P1}{A}-\frac{P1e}{S2}+\frac{Mo}{S2} \leq fci,$$

(EC 3.22)

- Condiciones Finales:

.- Fibra Inferior

$$-\frac{R\,P1}{A}-\frac{R\,P1e}{S2}+\frac{Mt}{S2} \leq fts,$$

(EC 3.23)

.- Fibra Superior

$$-\frac{R\,P1}{A}-\frac{R\,P1e}{S1}+\frac{Mt}{S1} \leq fcs$$

(EC 3.24)

Donde:

P_1 *: Fuerza de Tensión Inicial*

P *: Fuerza de Tensión Final*

A *: Área del Trabe*

E *: Excentricidad del Cable Resultante*

S_1 *: Módulo de Sección Referido a la Fibra Superior*

S_2 *: Módulo de Sección Referido a la Fibra Inferior*.

3.2.2.1-n Diseño por Fatiga (s.5.5.3):

El diseño por fatiga no es necesario en tableros multiviga, cuando el esfuerzo máximo de tensión en el hormigón, es diseñado para el estado límite de servicio III, tomado de

acuerdo a la tabla **S5.9.4.2.2-1**, que es caso del presente documento, por consiguiente no es necesario la comprobación por fatiga de los elementos.

3.2.2.1-O Diseño por Corte (S.5.8)

El corte se basa en la teoría de campo de compresión modificada, este método toma en consideración el efecto de la fuerza axial, en el corte para la sección, en ángulo de fisuramiento del hormigón por corte, Θ, y la constante de corte, β, serán función del nivel de aplicación de esfuerzo sobre la sección, para determinar el valor del ángulo de fisuramiento se utiliza un proceso iterativo con las siguientes ecuaciones a fin de utilizar la que más se aproxime a la igualdad.

(LRFD 5.8.3.4.2-1)

$$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + 0.5(V_u - V_p)cot\theta - A_{ps}f_{po}\right)}{2(E_sA_s + E_pA_{ps})}$$

(EC 3.25)

Si la sección posee al menos el mínimo refuerzo transversal especificado en el artículo **5.8.2.5**, el valor inicial de εx no debe ser mayor que 0,001. Si la sección contiene menos acero que el especificado en la sección anterior, se utilizará:

(LRFD 5.8.3.4.2-2)

$$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + 0.5(V_u - V_p)cot\theta - A_{ps}f_{po}\right)}{E_sA_s + E_pA_{ps}}$$

(EC 3.26)

Donde el valor inicial de εx no debe ser mayor que 0,002. Si los valores obtenidos con las dos expresiones anteriores fuesen negativos se utilizará:

(LRFD 5.8.3.4.2-2)

$$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + 0.5(V_u - V_p)cot\theta - A_{ps}f_{po}\right)}{2(E_c c + E_s A_s + E_p A_{ps})}$$

(EC 3.27)

Donde:

Ac*: Área de la región en flexión (mm²)*

A_{ps}*: Área del acero de presfuerzo (mm²)*

As*: Área del Acero, no presforzado, en la región de diseño (mm²)*

f_{po}*: Para niveles usuales de presfuerzo será tomado como 0,70 fpu (Mpa)*

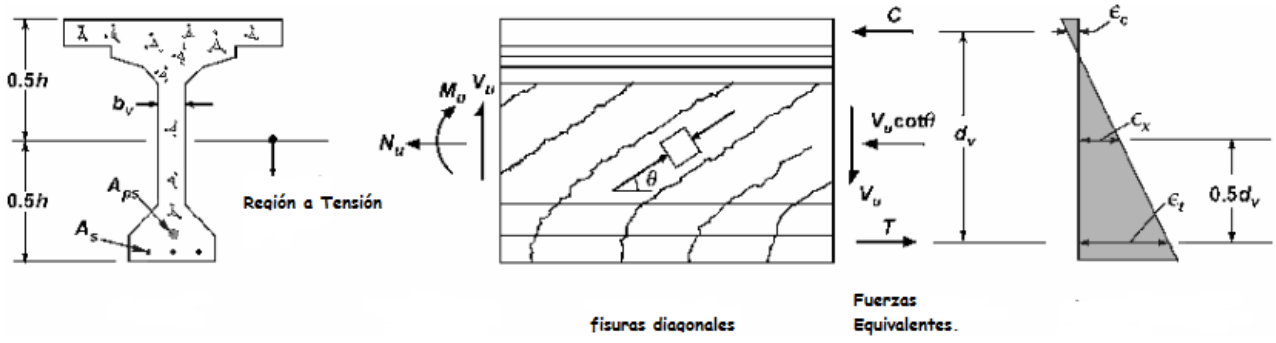


FIGURA 3.7 PARÁMETROS DE CORTE, MÍNIMO REFUERZO TRANSVERSAL V_P=0
(FUENTE: AASTHO LRFD 2010)

Para los fines del presente texto, el valor **Vp**, que hace referencia a la componente vertical de los tendones de presfuerzo, será omitido, debido a que se dispone de torones encamisados en la región de corte máximo, la misma que se encuentra en el estribo del puente, más adelante se hará referencia a las consideraciones para este caso.

La distancia hacia la sección crítica de diseño será tomada como el mayor valor entre:

- **0,50 d_v cot (Θ)**
- **d_v**

Donde:

***d_v**: Peralte Efectivo de Corte.*

Medida desde la cara del apoyo, esto implica al diseñador ubicar la sección crítica de diseño. El valor de la resistencia nominal al corte será tomada como el menor valor entre:

- $\boldsymbol{Vn = Vc + Vs + Vp}$

  (EC 3.28)
- $\boldsymbol{Vn = (0,25 * f'c * dv) + Vp}$

(EC 3.29)

Donde:

***V_c**: Resistencia Nominal al corte del hormigón (N)*

***V_s**: Resistencia al corte proporcionada por el acero de refuerzo. (N)*

***b_v**: Ancho del alma efectivo, tomando como mínima ancho del alama dentro de la altura d_v (mm)*

***d_v**: Profundidad efectiva de corte determinada como se especifica en la sección **S5.8.2.9** (mm)*

Para determinar V_c se utilizará la siguiente expresión:

(LRFD 5.8.3.3-3)

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

(EC 3.30)

Para determinar el mínimo refuerzo transversal en la sección de diseño se utilizará la expresión (**5.8.2.5-1**), para determinar el espaciamiento mínimo el diseño se lo realizará en concordancia con las relaciones expuestas en (**5.8.2.7-1** y **5.8.2.7-2**)

(LRFD 5.8.2.5)

$$A_v \geq 0.083\sqrt{f'_c}\frac{b_v s}{f_y}$$

(EC 3.31)

Donde:

f'_c *: Resistencia del Hormigón a la Compresión (Mpa)*

A_V*: Área de Armadura Transversal para una Distancia "*S*" (*mm^2*)*

f_y *: Esfuerzo de Fluencia del Acero de Refuerzo (Mpa)*

S *: Separación de la Armadura Transversal (mm)*

3.2.2.1-p Resistencia al Estallido (S.5.10.10.1)

Como se mencionó anteriormente a fin de controlar los esfuerzos excesivos en las regiones iniciales del trabe se ha realizado un encamisado de los tendones, a mas de esta consideración se debe proporcionar suficiente acero de confinamiento, el cálculo de este refuerzo se lo realizará de acuerdo al estado límite de servicio.

(LRFD 5.10.10.1-1)

$$P_r = \varphi f_s A_s$$

(EC 3.32)

Donde:

f_S *: Esfuerzo en el Acero, no Mayor a 140 Mpa*

A_S *: Área Total de Refuerzo Vertical, Ubicado a una Distancia de h/4 desde la Cara del Apoyo (*mm^2*)*

h *: Altura Total del Trabe (mm)*

La resistencia no será menor que el 4% del presfuerzo en la transferencia, así mismo la armadura vertical del extremo deberá estar tan cerca del extremo de la viga como sea posible.
A más de refuerzo expuesto anteriormente se debe proporcionar confinamiento a los tendones ubicados en el ala inferior, la sección **S5.10.10.2** propone la siguiente consideración para este efecto:

- Reducir el espaciamiento entre estribos en la zona de diseño a una distancia no mayor de 15 mm

En el Capítulo 5 se expondrá el procedimiento de cálculo de la sección, y en el capítulo7, se enumerará las conclusiones que se extraen del presente documento.

3.2.2.2 DISEÑO DE VIGAS METÁLICAS

La profundidad adecuada, de una viga conlleva al factor determinante tanto desde el punto de vista económico como desde el punto de vista estructural, en ausencia de cualquier restricción de profundidad, el AASHTO LRFD mediante el artículo 2.5.2.6.3, proporciona las relaciones para longitud de tramo-profundidad

El **LRFD Arto. 6.10.1.1.1b** establece que para calcular los esfuerzos de flexión dentro de las secciones sujetas a flexión positiva, la sección compuesta consistirá de la sección de acero y el área transformada del ancho efectivo de la cubierta de hormigón, que es aplicable para el presente caso de diseño.

Para cargas transitorias asumidas aplicadas a la sección compuesta a corto plazo, el área de la cubierta de hormigón debe ser transformada usando la proporción modular a corto plazo, **n**. Para cargas permanentes asumidas aplicadas a la sección compuesta a largo plazo, el área de la cubierta de hormigón debe ser transformada usando la proporción modular a largo plazo, **3n**. (**LRFD Arto. 6.10.1.1.1b**)

El módulo de elasticidad, **Ec**, para hormigones cuya densidad está comprendida entre 1440 y 2500 Kg/m^3 y esfuerzo de compresión especificado arriba de 105 MPa puede tomarse como: (**LRFD Arto. 5.4.2.4) Ec= 0,0043 x K_1 x $\gamma c^{1,5}$ x $\sqrt{f'c}$**; de acuerdo a estudios previos dentro del país en el 90% de los ensayos a los que se le ha sometido a los hormigones la expresión que más se asemeja dentro del cálculo del módulo de elasticidad del hormigón es la siguiente: 15000 $\sqrt{f'c}$ (kg/cm^2)

Los datos de las pruebas muestran que el módulo de elasticidad del hormigón es influenciado por la rigidez del agregado. El factor $\mathbf{k_1}$ es incluido para permitir que el módulo calculado sea ajustado para diferentes tipos de agregados y materiales locales. A menos que un valor sea determinado por pruebas físicas, $\mathbf{k_1}$ deberá tomarse como **1,0** (**LRFD C5.4.2.4**). Peso Específico del hormigón, **γc** = 2400 kg/m^3 Resistencia a la compresión del hormigón, **f'c** = 280 kg/cm^2: 27.5 MPa. La relación modular deberá tomarse como:

(LRFD 6.10.1.1.1b-1)

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

(EC 3.33)

Donde:

E_s: *Módulo de Elasticidad del Acero*

E_c: *Módulo de Elasticidad del Hormigón*

El ancho de ala efectivo es calculado como: (**LRFD 4.6.2.6.1**)

Para las vigas interiores el ancho de ala efectivo (b_s), se puede tomar como el menor valor entre:

- Un cuarto de la longitud de tramo efectiva:

La longitud de tramo efectiva utilizada para calcular el ancho de ala efectivo se puede tomar como la longitud real para tramos simplemente apoyados y como la distancia entre los puntos de inflexión debidos a las cargas permanentes para tramos continuos, según corresponda ya sea para momentos positivos o negativos. (**LRFD Arto. 4.6.2.6.1**)

- 12 veces el espesor promedio de la losa, más el ancho del alma o el semi ancho del ala superior de la viga, cualquiera sea el valor que resulte mayor
- La separación promedio de las vigas adyacentes.

Para determinar las futuras solicitaciones a la que la estructura será sometida, se deben consideran varios efectos y estados de carga, a continuación se presenta un resumen de los diferentes estados de carga para el puente, así como el comportamiento de la estructura durante los mismos.

Componentes de Carga Muerta		
Resistidas Por:	Tipo de Factor de Carga	
	DC	DW
Sección No Compuesta	Cubierta de concreto	
	Cartela de concreto	
	Cubierta soportada in situ	
	Peso propio de la viga de acero	
Sección Compuesta	Barandas formadas por postes y vigas	Superficie de desgaste

TABLA 3.18 COMPONENTES DE CARGA MUERTA A SER CONSIDERADOS DENTRO DEL DISEÑO DE LAS VIGAS DE ACERO.

3.2.2.2. a Tipos de Cargas

Como se mencionó previamente las cargas a las que el puente se encontrara sometido pueden considerarse estacionales o transitorias, las primeras son consideradas como carga muerta, y para determinar los distintos efectos de estas sobre el puente en consideración se puede utilizar métodos de cálculos matemáticos o software de diseño que manejen modelos aproximados capaces de brindar resultados que emulen el caso real; en tanto que para las cargas transitorias conocidas como cargas vivas, se puede proceder a determinar sus efectos mediante software de diseño, o utilizando factores e distribución de carga, los mismos que se basan en un conjunto de investigaciones llevadas desde fines de 1930 acerca de la distribución de solicitaciones móviles en puentes.

3.2.2.2 b Método de los Factores de Distribución para Momento y Corte (cargas transitorias):

El AASTHO LRFD en la sección 4.6.2.2.1, propone tablas donde se clasifican los factores de distribución para cargas vivas, tanto para vigas ubicadas en la parte interior como para vigas exteriores, estos factores se encuentran enmarcados en distintos rangos de aplicabilidad, donde toma en cuenta la separación entre apoyos, el espesor del tablero,

así como la longitud de tramo del puente como el número de apoyos de la superestructura. Se distingue el factor de rigidez longitudinal, K_g, el mismo será tomado como el resultado de la siguiente expresión:

$$K_g = n\left(I + Ae_g^2\right)$$

(EC 3.34)

Donde:

$$n = \frac{E_B}{E_D}$$

(EC 3.35)

E_B: *Módulo de elasticidad del material de la viga (MPa)*

E_D: *Módulo de elasticidad del material del tablero (MPa)*

I: *Momento de inercia de la viga (mm^4)*

A: *Área de la viga (mm^2)*

e_g: *Distancia entre el Centro de Gravedad de la Viga y el Tablero (mm)*

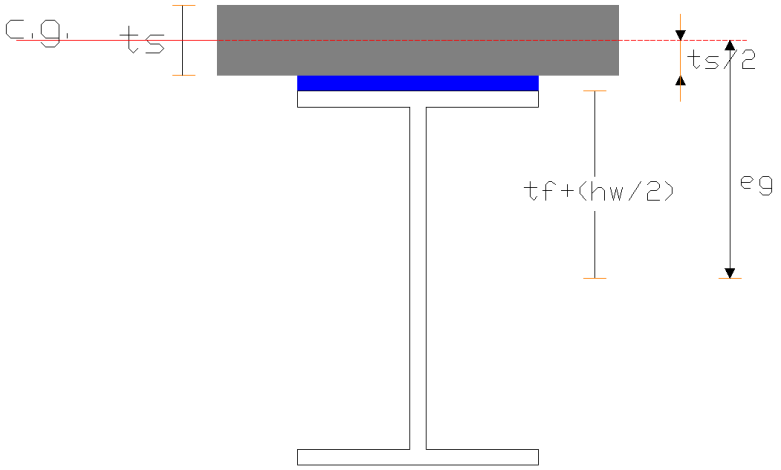


FIGURA 3.8 SECCIÓN TÍPICA VIGA METÁLICA

El momento flector por sobrecarga para las vigas interiores con tableros de hormigón se puede determinar aplicado la fracción por carril, **g**, especificada en la tala **4.6.2.2.2b-1**.

Existen dos casos que considera el presente documento para diseño, el primero considerar como si un solo carril estuviese cargado y en el segundo como si los dos carriles de diseño se encontrasen cargados, cabe recalcar que los presentes factores de distribución se aplicarán al diseño para fatiga de la superestructura, en este caso el AASTHO LRFD, considera un camión diferente de diseño para un solo carril cargado, como consecuencia, los factores de distribución para fatiga serán aquellos resultantes para un solo carril cargado.

En el caso de de un carril de diseño cargado, la distribución de las sobrecargas por carril para vigas interiores, se determinará utilizando la siguiente expresión:

(LRFD Tabla 4.6.2.2.2b-1)

$$\mathbf{0.06} + \left(\frac{\boldsymbol{S}}{\mathbf{4300}}\right)^{\mathbf{0.4}} \left(\frac{\boldsymbol{S}}{\boldsymbol{L}}\right)^{\mathbf{0.3}} \left(\frac{\boldsymbol{K_g}}{\boldsymbol{Lt_s^3}}\right)^{\mathbf{0.1}}$$

(EC 3.36)

Para dos o más carriles cargados, la distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores se determinara utilizando la siguiente expresión.

(LRFD Tabla 4.6.2.2.2b-1)

$$\mathbf{0.075} + \left(\frac{\boldsymbol{S}}{\mathbf{2900}}\right)^{\mathbf{0.6}} \left(\frac{\boldsymbol{S}}{\boldsymbol{L}}\right)^{\mathbf{0.2}} \left(\frac{\boldsymbol{K_g}}{\boldsymbol{Lt_s^3}}\right)^{\mathbf{0.1}}$$

(EC 3.37)

Los efectos producidos por corte para vigas interiores se pueden determinar aplicando las fracciones por carril especificadas en el LRFD Tabla **4.6.2.2.3a-1**, Cortante, para un carril de diseño en vigas interiores:

(LRFD Tabla 4.6.2.2.3a-1)

$$\mathbf{0.36} + \frac{\boldsymbol{S}}{\mathbf{7600}}$$

(EC 3.38)

Cortante para dos o más carriles de diseño, vigas interiores:

(LRFD Tabla 4.6.2.2.3a-1)

$$\mathbf{0.2} + \frac{\boldsymbol{S}}{\mathbf{3600}} - \left(\frac{\boldsymbol{S}}{\mathbf{10700}}\right)^{\mathbf{2.0}}$$

(EC 3.39)

Para vigas exteriores, para determinar el factor de distribución para solicitaciones a flexión, se omite el cálculo del factor de distribución, para un carril cargado, y se procederá a aplicar la ley de momentos, y para dos o más carriles cargados el factor de distribución para vigas exteriores se determinara de la siguiente expresión:

(LRFD Tabla 4.6.2.2.2d-1)

$$\boldsymbol{g} = \boldsymbol{e} * \boldsymbol{g}(\boldsymbol{interior})$$

(EC 3.40)

$$\boldsymbol{e} = \mathbf{0.77} + \left(\frac{\boldsymbol{d_e}}{\mathbf{2800}}\right)$$

(EC 3.41)

- **Para determinar el cortante en vigas exteriores**,

Para un único carril cargado:

(LRFD Tabla 4.6.2.2.3a-1)

$$\mathbf{0.36} + \frac{\boldsymbol{S}}{\mathbf{7600}}$$

(EC 3.42)

Para dos o más carriles de diseño cargados.

(LRFD Tabla 4.6.2.2.3a-1)

$$\mathbf{0.2} + \frac{\boldsymbol{S}}{\mathbf{3600}} - \left(\frac{\boldsymbol{S}}{\mathbf{10700}}\right)^{\mathbf{2.0}}$$

(EC 3.43)

Se utilizará el factor de distribución que de cómo resultado las mayores solicitaciones para la futura estructura, a excepción del estado límite de fatiga, como especifica el LRFD en su artículo **3.6.1.4.3b**, que establece que: si el puente se analiza utilizando una distribución de cargas aproximadas, como se especifica en el artículo **4.6.2**, se deberá utilizar un camión de diseño, independiente del número de carriles de diseño, además de ser multiplicadas por su respectivo factor de carga establecido en la sección **3.4.1-1.**

3.2.2.2 c Efectos de Carga Combinados.

Basado en los pasos anteriores de diseño, el máximo momento positivo, ubicado en el medio del tramo para vigas simplemente apoyadas, para el momento límite de resistencia I se lo calculará utilizando la siguiente expresión:

$$\boldsymbol{Q_i} = \mathbf{1.25}\boldsymbol{M_{DC}} + \mathbf{1.5}\boldsymbol{M_{DW}} + \mathbf{1.75}\boldsymbol{M_{(LL+IM)}}$$

(EC 3.44)

Para el cálculo de deflexiones se debe utilizar la porción correspondiente a la sobrecarga viva de la combinación de cargas de SERVICIO I:

$$\boldsymbol{Q_i} = \mathbf{1.00}\boldsymbol{M_{(LL+IM)}}$$

(EC 3.45)

Las máximas deflexiones son basadas en la sección compuesta, incluyendo la cubierta en las regiones negativas, por ese motivo se utilizara la sección compuesta **n** (corto plazo), debido que este proporciona un mayor momento de inercia a la sección.

3.2.2.2 d Cálculo Capacidad Momento Plástico:

Para secciones compuestas, en la región de momento positivo, el momento plástico, Mp, se calculara como el primer momento de fuerzas plásticas sobre el eje neutro plástico. Las fuerzas plásticas en las porciones de acero de una sección transversal se determinaran utilizando el esfuerzo de los patines, el ama, o el acero de refuerzo de la losa, como sea el más crítico para diseño de la sección. Las fuerzas plásticas en las porciones de hormigón de una sección transversal, que se encuentren en compresión, se puede basar en la distribución del bloque de esfuerzos rectangulares con la magnitud de esfuerzo de compresión igual a **0,85 f'c**, el hormigón que se encuentre en tensión deberá ser omitido.

Para determinar el momento plástico en una sección compuesta, se lo realizará usando ecuaciones para los casos estipulados en la sección **D6.1.-1** del AASTHO LRFD.

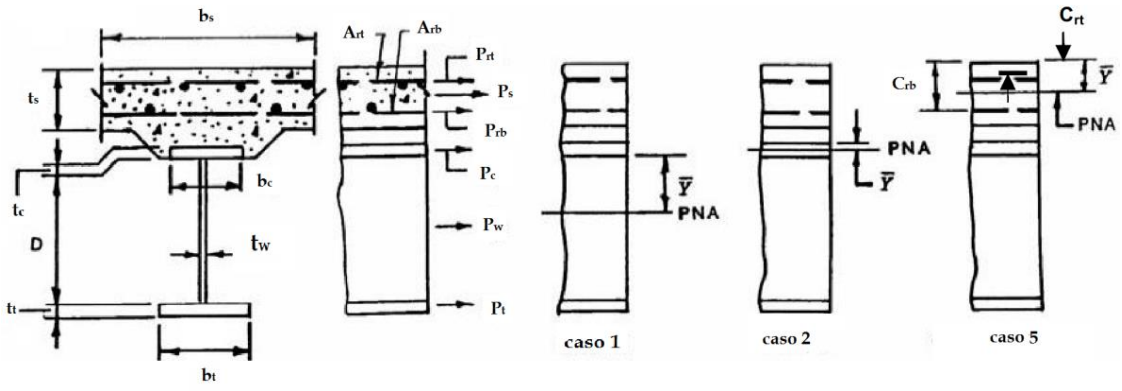


FIGURA 3.9 MOMENTO DE FUERZAS PLÁSTICAS SOBRE EL EJE NEUTRO PLÁSTICO
FUENTE: AASTHO LRFD 2010

- Para el patín en Tensión:

$$P_t = f_y * b_t * t_t$$

(EC 3.46)

Donde:

f_y *: Fluencia del Acero para la Sección en Análisis. (N/mm^2)*

b_t *: Ancho Completo del Ala en Tensión. (mm)*

t_t*: Espesor del Ala en Tensión. (mm*)

- Para el Alma

$$P_w = f_y * h_w * t_w$$

(EC 3.47)

Donde:

f_y *: Fluencia del Acero para la Sección en Análisis. (N/mm^2)*

h_w *: Peralte Total del Alma. (mm)*

t_w*: Espesor del Alma. (mm)*

Para el patín en Compresión**:**

$$P_c = f_y * b_c * t_c$$

(EC 3.48)

Donde:

f_y *: Fluencia del Acero para la Sección en Análisis. (N/mm^2)*

b_c *: Ancho Completo Alma en Compresión (mm)*

t_c*: Espesor del Alma en Compresión. (mm)*

- Para la Losa:

$$P_t = 0.85 * f'_c * b_s * t_s$$

(EC 3.49)

Donde:

f'c *: Resistencia del Hormigón que Compone la Losa (N/mm^2)*

b_s *: Ancho Completo de la Sección en Consideración (mm)*

t_s *: Espesor de Losa. (mm)*

Es práctica común omitir las acciones del refuerzo longitudinal a la hora de determinar las máximas solicitaciones en las secciones de análisis, el resultado de esta práctica arroja resultados conservadores.

Para determinar la ubicación del eje neutro plástico en la sección se procede a realizar iteraciones suponiendo la ubicación del eje neutro en cada una de las secciones en análisis:

Caso 1: se supone que el **eje neutro plástico** se encuentra en el **alma**:

$$P_t + P_w > P_c + P_s + P_{rb} + P_{rt}$$

(EC 3.50)

Caso 2: se supone que el **eje neutro plástico** se encuentra en el **patín superior**:

$$P_t + P_w + P_c > P_s + P_{rb} + P_{rt}$$

(EC 3.51)

Caso 3: **eje neutro plástico** se encuentra en la **cubierta de** hormigón, (bajo P_{rb}).

$$P_t + P_w + P_c > \left(\frac{C_{rb}}{t_s}\right) P_s + P_{rt}$$

(EC 3.52)

Caso 4: **eje neutro plástico** se encuentra en el **cubierta de** hormigón, (en $\mathbf{P_{rb}}$).

$$\boldsymbol{P_t + P_w + P_c + P_{rb} > \left(\frac{C_{rb}}{t_s}\right) P_s + P_{rt}}$$

(EC 3.53)

Caso 5: **eje neutro plástico** se encuentra en la **cubierta de** hormigón, (Sobre $\mathbf{P_{rb}}$ bajo $\mathbf{P_{rt}}$)

$$\boldsymbol{P_t + P_w + P_c + P_{rb} > \left(\frac{C_{rt}}{t_s}\right) P_s + P_{rt}}$$

(EC 3.54)

De acuerdo a cada uno de los casos en análisis la sección **D.6.1-1,** propone expresiones a fin de determinar el eje neutro y el momento plástico.

3.2.2.2 e Determinación de Secciones Compactas.

Las secciones compuestas en puentes rectos que satisfacen los siguientes calificarán como secciones compuestas compactas: (**LRFD Artículo 6.10.6.2.2**):

a) La tensión de fluencia mínima especificada de los patines no exceda 485 MPa.
b) El alma debe ser proporcionada sin rigidizadores longitudinales (**LRFD Artículo 6.10.2.1.1)**
c) La sección satisface el límite de esbeltez del alma.

- Para Determinar el Límite de Esbeltez

(LRFD 6.10.6.2.2-1)

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76\sqrt{\frac{E}{F_w}}$$

(EC 3.55)

Donde:

D_{cp} *= Profundidad del Alma en Compresión en el Momento Plástico, determinado como se especifica en el* ***Art. D6.3.2*** *(mm)*

Para secciones compuestas en flexión positiva, la profundidad del alma en compresión en el momento plástico, Dcp, se tomará como sigue para casos del LRFD D61-1 donde el eje Neutro Plástico está en el alma:

(**LRFD Art. D6.3.2.)**

$$D_w = \frac{D}{2}\left[\frac{F_{yt}A_t - F_{yc}A_c - 0.85f'_cA_s - F_{yrs}A_{rs}}{F_{yw}A_w} + 1\right]$$

(EC 3.56)

Para todas las otras secciones compuestas en flexión positiva, D_{cp} se tomará igual a cero. (**LRFD Art. D6.3.2**)

3.2.2.2 f Diseño por Flexión - Estado Límite de Fatiga.

Para diseño en la sección positiva en vigas tipo placa, forma de T, doble T o L, se incluirá el análisis de la sección para el estado de fatiga de la misma, se basa en las siguientes consideraciones:

- Presencia de conexiones soldadas, eslabones de cortante, patines y alma, rigidizadores transversales intermedios.

El AASTHO LRFD en la figura **6.6.1.2.3-1** se muestra los diferentes tipos de soldadura, así como sus categorías de diseño de acuerdo a las características de la misma, en base a las diferentes categorías expuestas en la tabla antes mencionada, independientemente la categoría de diseño asignada a la estructura se debe cumplir la siguiente condición:

(AASTHO LRFD 6.6.1.2.2-1)

$$\boldsymbol{\gamma(\Delta f) < (\Delta f)n}$$

(EC 3.57)

Donde:

γ *= factor de carga especificado en la Tabla* ***3.4.1-1*** *para la condición de fatiga.*

(Δf)*= efecto producido, carga viva en el rango de tensión debido al paso de la carga de fatiga especificada en el artículo* ***3.6.1.4*** *(Mpa)*

(ΔF)n: *Resistencia nominal a la fatiga. (Mpa)*

AASTHO LRFD 3.6.1.4 Carga de fatiga será camión de diseño especificado en la sección **3.6.1.2.2,** o los ejes del mismo, pero con una separación constante de 9000 mm entre ejes de 145.000 N, se aplicará a la carga de fatiga el incremento especificado en la sección **3.6.2,** debido a la presencia de carga dinámica.

Componente	*IM*
Juntas del tablero - Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes • Estado Límite de fatiga y fractura • Todos los demás Estados Límites	 15% 33%

TABLA 3.19 (3.6.2.1-1) INCREMENTO POR CARGA DINÁMICA.
(FUENTE: AASTHO LRFD 2010)

La resistencia nominal par estado de fatiga será tomada como

(AASTHO LRFD 6.6.1.2.5):

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{A}{N}\right)^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2}(\Delta F)_{TH}$$

(EC 3.58)

Constante tomada del AASTHO LRFD Tabla **6.6.1.2.5-1**

Basada en el tráfico promedio esperado de acuerdo al uso de la estructura.

CATEGORÍA DE DISEÑO	CONSTANTE A E 10^{11} (MPa^3)
A	82.0
B	39.3
B′	20.0
C	14.4
C′	14.4
D	7.21
E	3.61
E′	1.28
M 164M (A 325M)	5.61
M 253M (A 490M)	10.3

(LRFD 6.6.1.2.5-2)

$$N = (365)(75)n(ADTT)_{SL}$$

(EC 3.59)

Donde:

N*= Número de Ciclos.*

(ADTT)SL= *Número de Camiones por día, para un carril único, promediado sobre el periodo de diseño*

(LRFD 3.6.1.4.2-1)

$$(ADTT)_{SL} = p * ADTT$$

(EC 3.60)

p = valor dado por:

Número de carriles disponibles para camiones	p
1	1,00
2	0,85
3 ó más	0,80

TABLA 3.19 (3.6.1.4.2.1) FRACCIÓN DE TRÁFICO DE CAMIONES (CARRIL ÚNICO)
(FUENTE: AASTHO LRFD 2010)

Los factores de presencia múltiple, no se aplican al estado límite de fatiga para el cual se utiliza un camión de diseño, independientemente del número de carriles que abarque la estructura (**LRFD Art. 3.6.1.1.2**).

Para el cálculo de los momentos flexionantes y fuerzas cortantes debido a la sobrecarga vehicular, se deberá incluir en el programa de análisis estructural el incremento por carga dinámica (**IM**: 15% (**LRFD Tabla 3.6.2.1-1**)).

3.2.2.2 g Revisión Diseño por flexión.

En función de controlar el esfuerzo producido en el patín de nuestra viga se asume que el esfuerzo producido en el alma por solicitaciones producidas en flexión, es aproximadamente el mismo que el que se produce en la zona del patín.

(LRFD 6.10.1.9.1-1)

$$F_{crw} = \frac{0.9Ek}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2}$$

(EC 3.61)

Donde

K = coeficiente de curvatura para almas sin rigidizadores longitudinales determinado como se especifica en el LRFD Artículo **6.10.1.9.1**, el cual establece que en lugar de un

análisis racional alternativo, la resistencia a la curvatura será determinada con la expresión :

(LRFD 6.10.1.9.1-2)

$$k = \frac{9}{\left(\frac{D_c}{D}\right)^2}$$

(EC 3.62)

Donde:

D_c *= Profundidad del Alma en Compresión, dentro del Rango Elástico, para Secciones Compuestas, y Será Determinado de Acuerdo al Artículo* ***D6.3.1***

Para secciones compuestas en momento positivo, **Dc**, se incrementara de acuerdo al incremento de la longitud del claro, debido a que incrementan los efectos de carga viva sobre la estructura, la expresión **D6.3.1-1** solo se utilizara para elementos sometidos a flexión, dentro del estado límite se servicio.

$$D_c = \left|\frac{-f'_c}{|f_c| + f_t}\right| d - t_{fc} \geq 0$$

(EC 3.63)

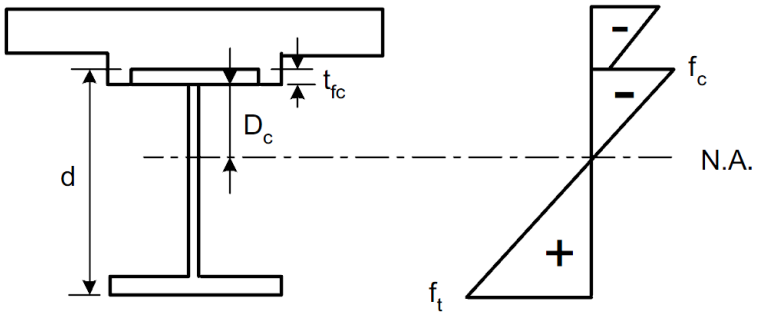


FIGURA 3.10 CÁLCULO DC PARA FLEXIÓN, REGIÓN POSITIVA.
(FUENTE: AASTHO LRFD 2010)

Donde:

d *= Profundidad de la Sección de Acero (mm)*

t_{fc}= *Espesor del Patín en Compresión (mm)*

f_c= suma de esfuerzos en el patín de compresión causados por las cargas, **Dc1**, cargas permanentes que actúan en la sección no compuesta, entre ellas se tiene la cubierta de hormigón, cartelas de hormigón, cubierta soportada en situ, y el peso de los componentes de la superestructura, a carga permanente actuando en la sección no compuesta; **Dc2**, cargas permanentes que actúan en la sección compuesta a largo plazo, entre ellas el peso de barandas , postes y vigas auxiliares, carga permanente actuando en la sección compuesta largo plazo, **Dw**, carga de superficie de rodamiento, y **LL+IM**; actuando en sus secciones respectivas (Mpa). fc puede ser tomado como negativo cuando el esfuerzo está en compresión.

f_t= suma de los varios esfuerzos en el patín de tensión causados por las diferentes cargas. (Mpa)

3.2.2.2 h Diseño por flexión (Estado Límite de Resistencia)

Utilizando las ecuaciones del AASTHO LRFD sección **D6.2.2**, se procederá al cálculo del momento de fluencia, My, para una sección compuesta en la región de momento positivo, (simplemente apoyada), en resumen el momento de fluencia es tomado como la suma de momentos debido a las cargas factoradas en el estado límite de resistencia, aplicadas de manera individual tanto al acero, como a la sección compuesta a largo y corto plazo, con el fin de causar el primer momento de fluencia nominal en cualquiera de los patines de la viga.

(LRFD D6.2.1-1)

$$F_{yf} = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}}$$

(EC 3.64)

(LRFD D6.2.1-2)

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD}$$

(EC 3.65)

Donde:

SNC*= Módulo de Sección Elemento no Compuesto (mm^3)*

SST*= Módulo de Sección Elemento Compuesto (corto plazo) (mm^3)*

SLT*= Módulo de Sección Elemento Compuesto (largo plazo) (mm^3)*

My *= Menor Valor Calculado para el Patín de Compresión,* ***Myc****, o el patín en tensión,* ***Myt****.*

MD1: *Será calculado utilizando la carga permanente factorada aplicada antes que la cubierta de hormigón ha endurecido o se ha hecho compuesta.*

MD2: *Será calculado utilizando la sección compuesta a largo plazo.*

Calcule el momento adicional $\mathbf{M_{AD}}$ aplicado a la sección compuesta a corto plazo para causar fluencia nominal, en cualquiera de los patines en estudio utilizando la expresión:

$$M_{AD} = S_{ST}\left(F_Y - \frac{M_{D1}}{S_{NC}} - \frac{M_{D2}}{S_{LT}}\right)$$

(EC 3.66)

La resistencia nominal a la flexión por parte del elemento en análisis se tomará como:

(LRFD 6.10.7.1.2-1)

$$Si\ D_p < 0.1D_t\ entonces: M_n = M_p$$

(EC 3.67)

Caso contrario :

(LRFD 6.10.7.1.2-2)

$$M_n = M_p\left(1.07 - 0.7\frac{D_p}{D_t}\right)$$

(EC 3.68)

Donde:

D_p *: Distancia desde el Borde Superior de la Losa a el Eje Neutro de la Sección Compuesta, en presencia del Momento Plástico.*

D_t *: Profundidad Total de la Sección en Estudio.*

La segunda ecuación introduce concepto presentado por Wittry 1993, donde se especifica que un margen de seguridad debe ser aplicado a la resistencia a la flexión teórica de elementos compactos compuestos, en casos de flexión positiva, este caso se presenta cuando el valor de D_p, excede un determinado valor, la función se está sobre resistencia tiene como finalidad la de proteger el hormigón de fisuramiento temprano, asegurando la ductilidad de la sección compuesta. Las secciones en análisis deberán cubrir los siguientes requisitos con respecto a la ductilidad:

Para secciones compactas o no compactas:

(LRFD 6.10.7.3-1)

$$D_p < 0.42 D_t$$

(EC 3.69)

3.2.2.2 i Diseño por Cortante

El cortante en las secciones deberá ser revisado para todas las secciones del elemento en análisis, al tener una viga simplemente apoyada, se tiene un valor de cortante mínimo en el sitio de momento máximo, el corte máximo se encontrara en los estribos del puente proyectado.

Para el estado límite de resistencia se deberá cumplir con la siguiente ecuación:

(LRFD 6.10.9.1-1)

$$V_u < \varphi_V V_n$$

(EC 3.70)

Donde:

Φ_V *= factor de resistencia al corte especificado en* ***6.5.4.2***

V_n = *Resistencia nominal al corte determinada como:*

Almas sin Rigidizadores:

$$V_n = V_{cr} = V_{vp}$$

(EC 3.71)

$$V_p = 0.58 F_{yw} D_{tw}$$

(EC 3.72)

Almas con Rigidizadores:

(LRFD 6.10.9.3.2-2)

$$V_n = V_p \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_0}{D}\right)^2}} \right]$$

(EC 3.73)

Donde:

d_o= *espaciamiento entre rigidizadores transversales. (mm)*

V_n = *resistencia nominal al corte del alma. (N)*

V_p =*fuerza de corte plástica (N)*

C= *porción de resistencia al corte- pandeo determinado como:*

(LRFD 6.10.9.3.2-4)

$$\frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}, C = 1.0$$

(EC 3.74)

(LRFD 6.10.9.3.2-5)

$$1.12\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} < \frac{D}{t_w} \leq 1.40\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}, C = \frac{1.12}{\frac{D}{t_w}}\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$$

(EC 3.75)

(LRFD 6.10.9.3.2-6)

$$\frac{D}{t_w} > 1.40\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}, t \qquad C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2}\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$$

(EC 3.76)

Donde:

(LRFD 6.10.9.3.2-7)

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_0}{D}\right)^2}$$

(EC 3.77)

Diseño de Rigidizadores Transversales Intermedios:

Se utilizarán rigidizadores con soldadura tipo filete, destinados a incrementar la resistencia al cortante de la sección propuesta, los rigidizadores no utilizados como platinas de conexión, solo deberán estar unidos al patín en compresión, solo los rigidizadores utilizados en vigas curvadas horizontalmente estarán unidos a ambos patines.

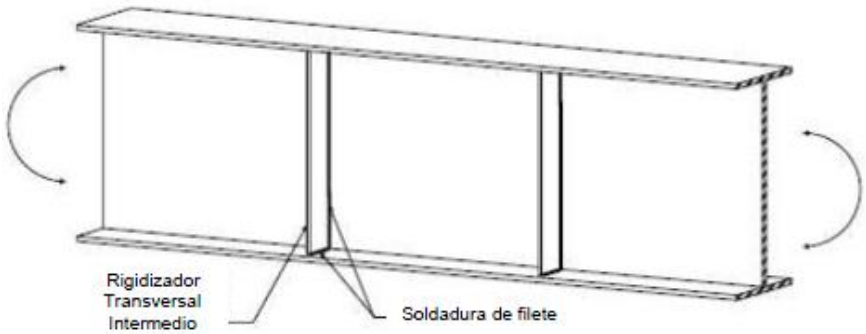


FIGURA 3.11 SECCIÓN TÍPICA RIGIDIZADORES TRANSVERSALES.

Para almas en que los rigidizadores transversales, incluyendo aquellos usados como platinas de conexión, en relación al ancho de los mismos, deberán satisfacer:

(LRFD 6.10.9.3.2-7)

$$b_t \geq 50 + \frac{D}{30}$$

(EC 3.78)

(LRFD 6.10.9.3.2-8)

$$16t_p \geq b_t \geq \frac{b_f}{4}$$

(EC 3.79)

Donde:

b_f*= ancho completo del patín de compresión (mm)*

d*= profundidad de la sección en consideración (mm)*

t_p*= espesor del elemento rigidizador proyectado (mm)*

Se plantea un primer control para el ancho proyectado del rigidizador transversal intermedio, donde el ancho del mismo, b_t, de cada rigidizador proyectado debe satisfacer la ecuación **6.10.11.1.2-1**, y su restricción con respecto al ancho del mismo utilizando la relación **6.10.11.1.2-2.**

El segundo control, ante la presencia de tensión diagonal, que puedan producir pandeo en el alma de la viga, el rigidizador transversal debe proveer la suficiente rigidez para mantener en cero las deflexiones laterales a lo largo del rigidizador. Para fines de cálculo se tomara como el eje neutro el borde de la sección y la contribución del alma para el cálculo de inercia será despreciada, con tal fin se deberá satisfacer las siguientes ecuaciones.

(LRFD 6.10.11.1.3-1)

$$I_t \geq bt_w^3 J$$

(EC 3.80)

(LRFD 6.10.11.1.3-2)

$$I_t \geq \frac{D^4 \rho_t^{1.3}}{40}\left(\frac{F_{yw}}{E}\right)^{1.5}$$

(EC 3.81)

Donde:

I_t = *Momento de inercia del rigidizador transversal tomando al borde de la superficie de contacto para rigidizadores únicos, y en el punto medio del espesor para el uso de pares rigidizadores (mm^4)*

b= *el menor valor entre do y D (mm)*

d_o= *El menor de los espesores de los paneles adyacentes, distancia entre rigidizadores transversales (mm)*

J= *Parámetro de la rigidez a la flexión. Dado por la ecuación:*

(LRFD 6.10.11.1.3-3)

$$J = 2.5\left(\frac{D}{\frac{d_0}{D}}\right)^2 - 2.0 \geq 0.5$$

(EC 3.82)

El máximo espaciamiento entre rigidizadores transversales será de 3 veces la profundidad del alma, se recomienda el uso de pares de rigidizadores ubicados cada uno al costado de la sección en análisis, con la finalidad de aportar con una sección lo más regular posible evitando al máximo la concentración de esfuerzo en las secciones de diseño.

El tercer control se realiza en relación al área del rigidizador transversal intermedio, con la finalidad de asegurar un área suficiente para resistir la componente vertical del campo de tensión, deberán satisfacer la siguiente expresión:

$$As > \frac{p.15B * D(1-C)(V_u)}{t_w(\varphi_v V_n)} - 18\frac{(F_{yw} * t_w^2)}{F_{crs}}$$

(EC 3.83)

Donde:

Fcrs*: esfuerzo de la comba local elástica para el rigidizador en análisis. (Mpa)*

(LRFD 6.10.11.1.3-4)

$$F_{cfs} = \frac{0.31E}{\left(\frac{b_t}{t_p}\right)^2} \leq F_{ys}$$

(EC 3.84)

Φv*= factor de resistencia para cortante especificado LRFD 6.5.4.2*

As*= área del rigidizador, área total de utilizar pares (mm2)*

B *= 1,0 para parejas de rigidizadores*

= 1,8 rigidizadores de ángulo único.

= 2,4 rigidizadores de platina única.

C *= porción de la resistencia al corte por pandeo, determinado como específica LRFD 6.10.9.3.2*

Fys *= esfuerzo de fluencia mínimo especificado del rigidizador (Mpa)*

Vn *= resistencia nominal al corte (N)*

Vu *= cortante debido a las cargas Factoradas en Estado Límite de resistencia (N)*

3.2.2.2 j Pandeo Lateral Torsional.

Se presenta cuando el patín en compresión no se encuentra lateralmente soportado, este tiende a girar fuera del plano, este proceso es crítico durante la colocación del hormigón en el fundido de la losa, se recomienda el uso de soportes laterales para los patines superiores durante el proceso, de producirse pandeo lateral el momento plástico, Mp no puede ser alcanzado.

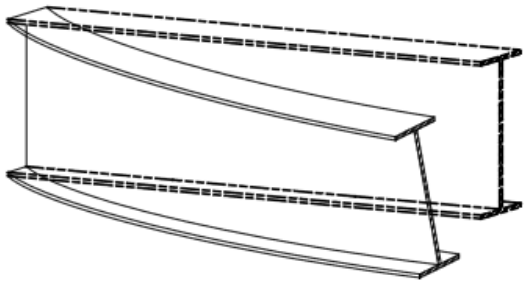


FIGURA 3.12 PANDEO LATERAL TORSIONAL.

3.2.2.2 k Diseño a Flexión. Revisión por Fatiga (alma)

En adición al procedimiento expuesto para la revisión por fatiga en las alas del trabe, presentado en la sección f de este documento, esta revisión controla la flexión fuera del plano del alma por solicitaciones de flexión y corte, bajo una carga repetitiva (LRFD 6.10.6.1)

Para esto, los esfuerzo de flexión provocados por las solicitaciones de fatiga con respecto a carga viva, deben ser tomadas como el doble que las calculadas usando las combinaciones de fatiga de la tabla 3.1 (**LRFD 6.10.6.2**).

Se asume que la sección de hormigón, es totalmente efectiva para flexión tanto positiva como negativa, en los estados límites para fatiga.

$$\frac{D}{t_w} \leq 0.95\sqrt{\frac{kE}{F_{yw}}}$$

(EC 3.85)

$$F_{cf} \leq F_{yw}$$

De lo contrario:

$$f_{cf} \leq 0.9ke\left(\frac{t_w}{D}\right)^2$$

(EC 3.86)

Para Corte:

$$f_{cf} \leq 0.58CF_{yw}$$

(EC 3.87)

3.2.2.2 L Diseño a Flexión. Estabilidad Durante la Construcción.

El trabe ha sido revisada para las condiciones finales, cuando su comportamiento es el de una sección compuesta, el comportamiento del trabe, durante el proceso de construcción antes del colado de hormigón, también debe ser controlado, este proceso comienza con la revisión durante el proceso de construcción del ala sometida a compresión con respecto a la esbeltez

(LRFD 6.10.4.1.4).

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12.0$$

(EC 3.88)

En adición a la relación anterior se debe satisfacer la siguiente expresión (**LRFD 6.10.3.2.2**):

$$f_{bu} + f_t \leq \varphi_f R_h F_{yt}$$

(EC 3.89)

Además los esfuerzos sobre las alas de la sección deben satisfacer el presente requerimiento:

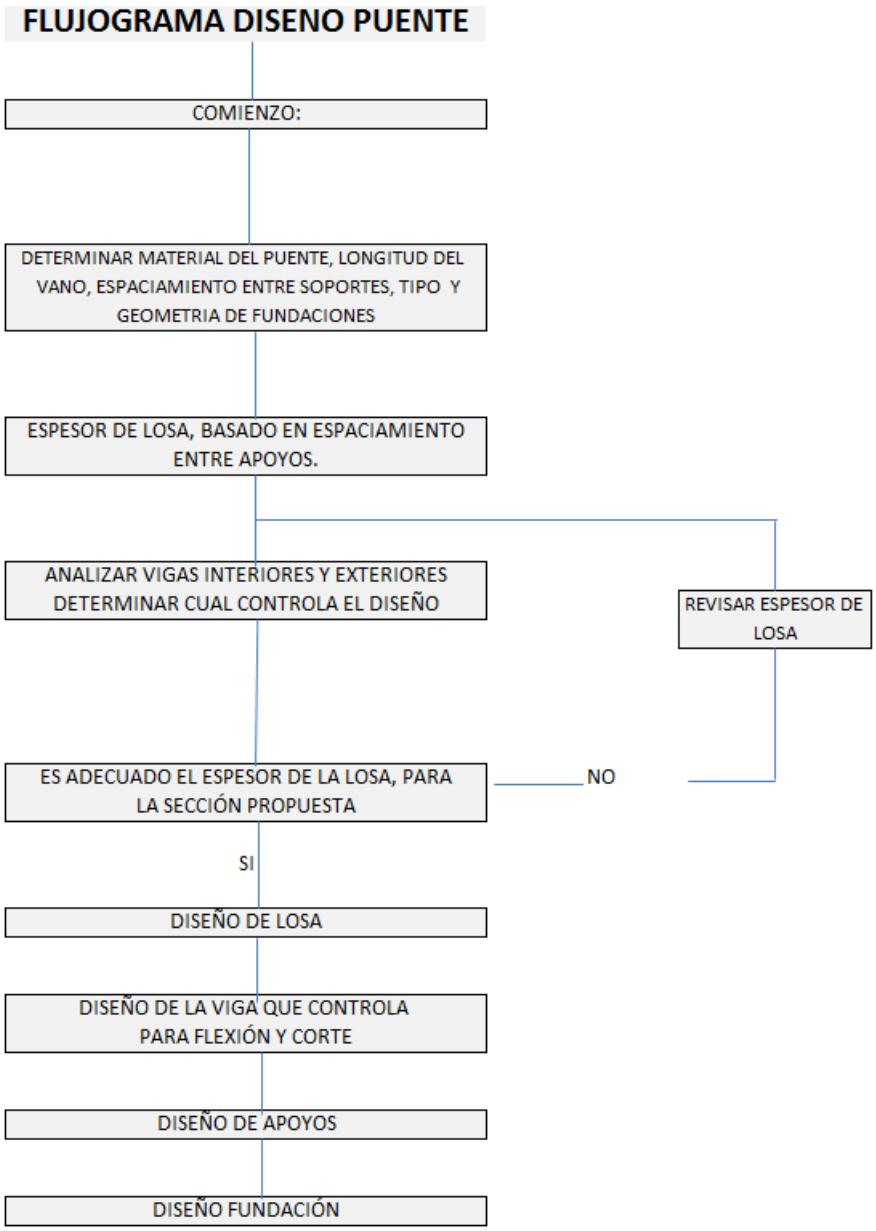
(LRFD 6.10.4.2.2-2).

$$f_f \leq 0.95R_h F_{yf}$$

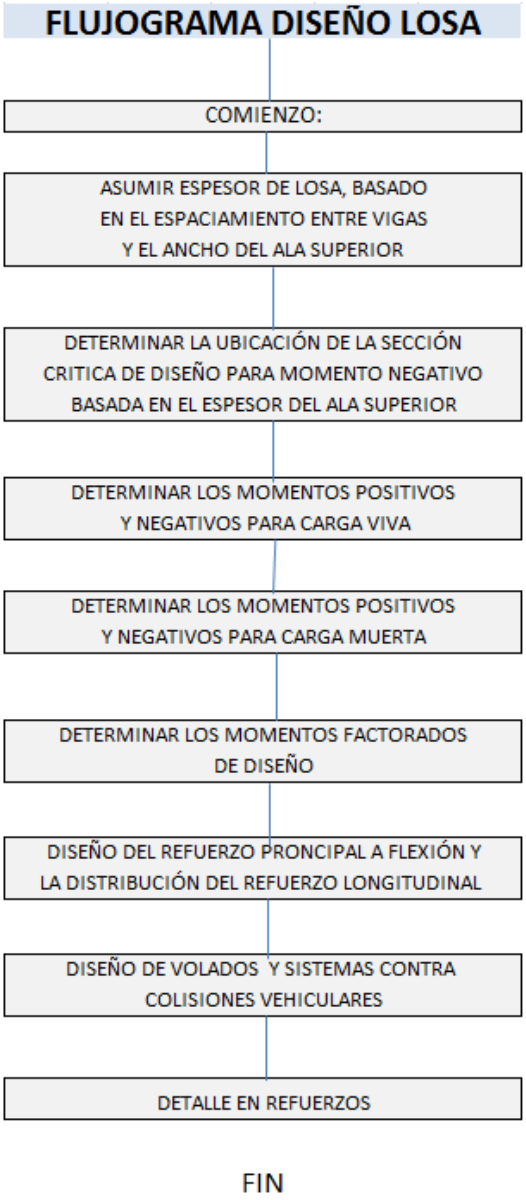
(EC 3.90)

Se adjunta a este documento los planos de la superestructura, los detalles de diseño de pernos de corte y soportes transversales se adjuntan en la sección de anexos.

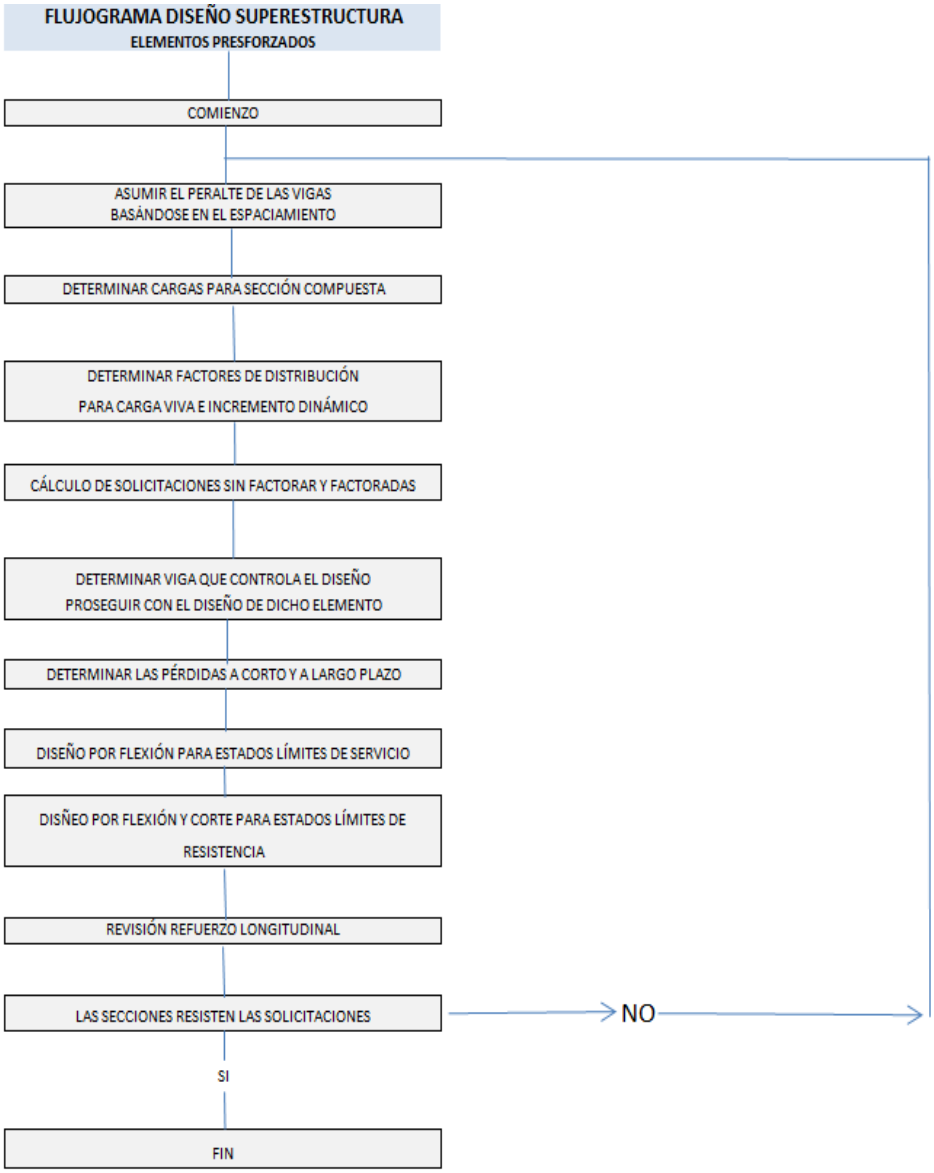
3.3 FLUJOGRAMAS DE DISEÑO



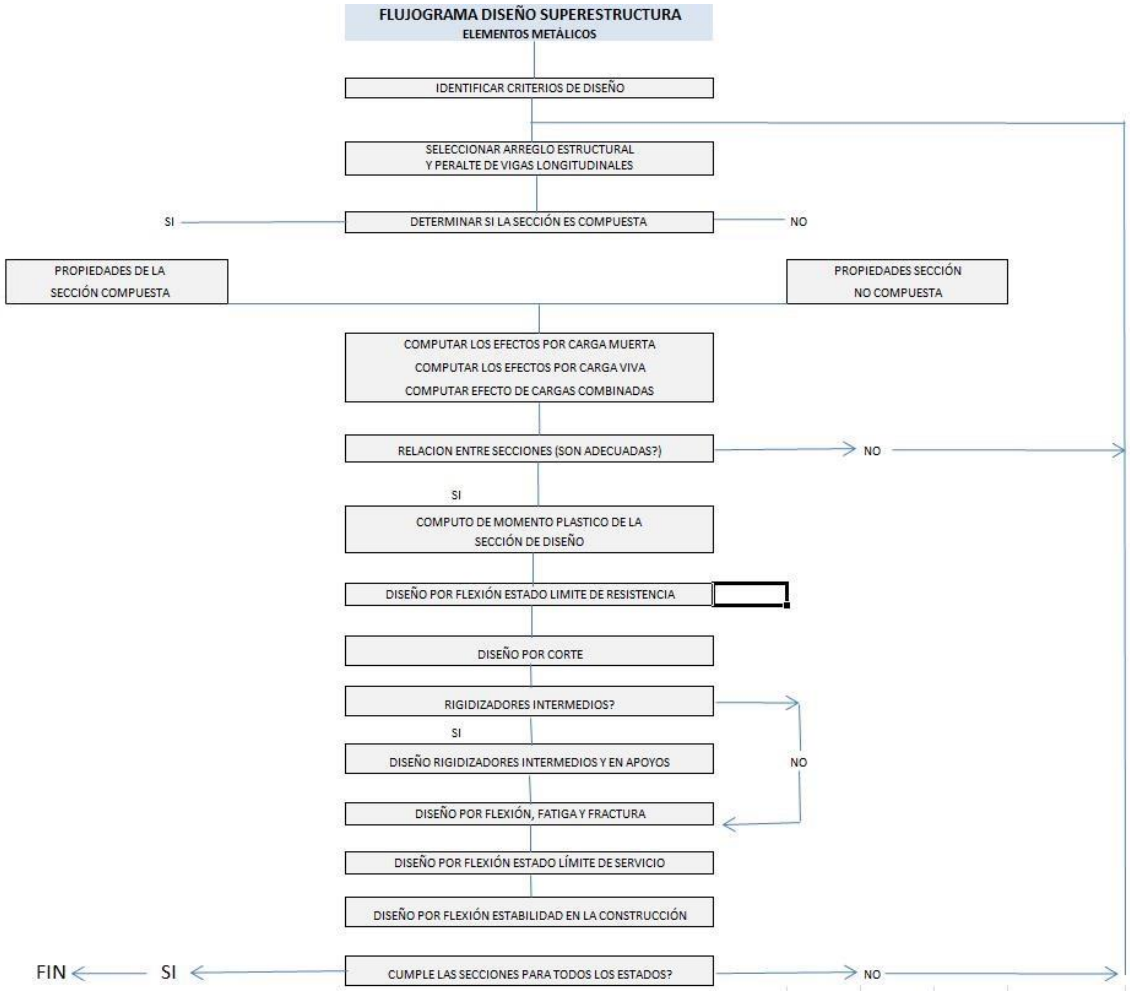
FLUJOGRAMA DE DISEÑO PARA UN PUENTE (FUENTE: MODJESKI ANS MASTERS, GUÍA DE DISEÑO PARA PUENTES POR EL MÉTODO AASTHO LRFD)



FLUJOGRAMA DE DISEÑO PARA LOSAS DE PUENTES (FUENTE: MODJESKI ANS MASTERS, GUÍA DE DISEÑO PARA PUENTES POR EL MÉTODO AASTHO LRFD)



FLUJOGRAMA DE DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA DE PUENTES PRESFORZADOS (FUENTE: MODJESKI ANS MASTERS, GUÍA DE DISEÑO PARA PUENTES POR EL MÉTODO AASTHO LRFD)



FLUJOGRAMA DE DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA PUENTES METÁLICOS (FUENTE: MODJESKI ANS MASTERS, GUÍA DE DISEÑO PARA PUENTES POR EL MÉTODO AASTHO LRFD)

CAPITULO 4.- SUPERESTRUCTURA UTILIZANDO ELEMENTOS PREFABRICADOS METÁLICOS

4.1.-ESTRUCTURA BASE

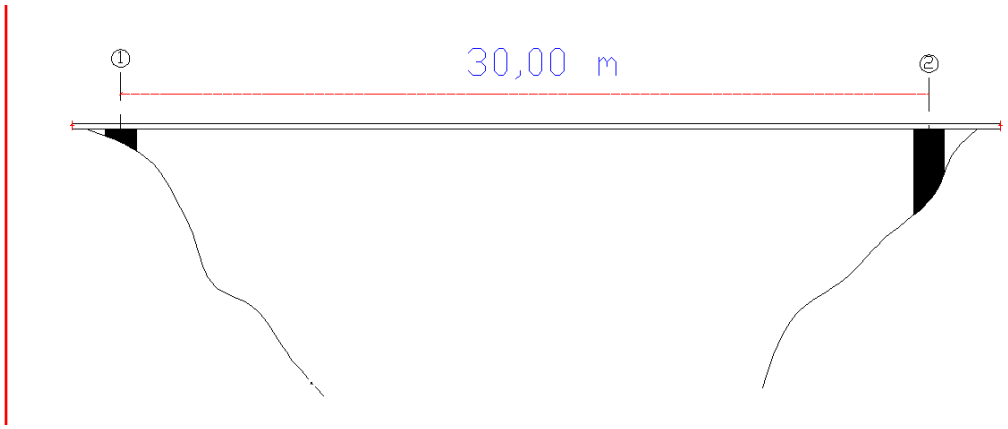
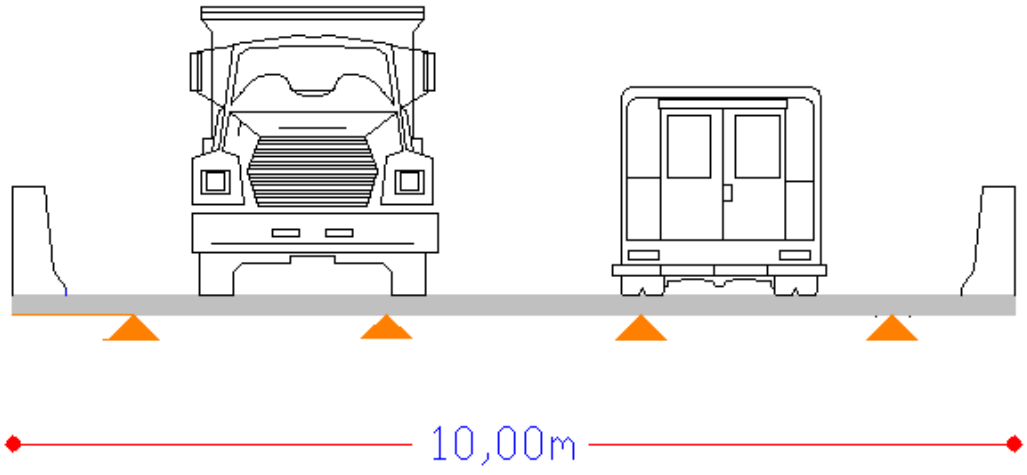


FIGURA 4.1 ESTRUCTURA BASE DE DISEÑO.



4.2 SECCIONES DE ANÁLISIS:

A)

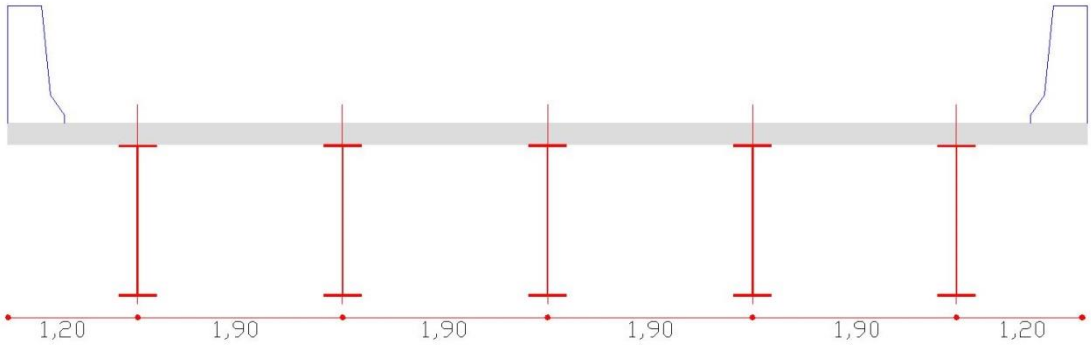


FIGURA 4.3 SECCIÓN TRANSVERSAL DE DISEÑO TIPO “A”

Espaciamiento tomado en relación a experiencia previa en el desarrollo de este tipo de estructuras.

B)

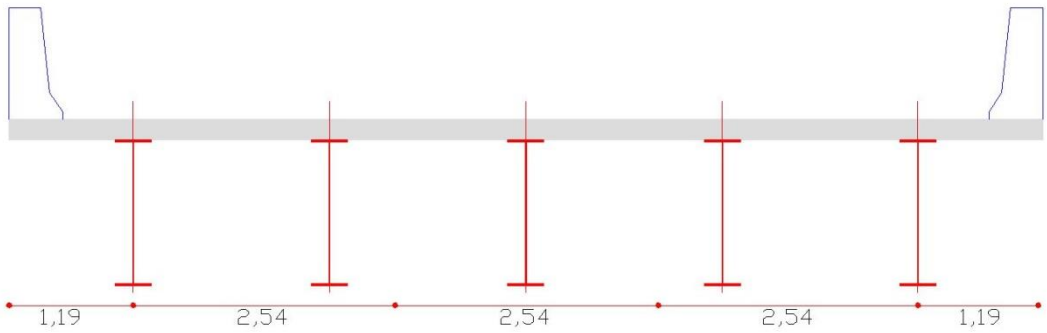


FIGURA 4.4 SECCIÓN TRANSVERSAL DE DISEÑO TIPO “B”

4.3 DISEÑO LOSA

4.3.1 PARÁMETROS DE DISEÑO:

- NORMA AASTHO LRFD 2010
- ESPESOR LOSA (TRAMO CENTRAL Y VOLADOS)

  20,5 cm (Art. 9.7.1.1)
- RECUBRIMIENTO SUPERIOR 6,5 cm
- RECUBRIMIENTO INFERIOR 2,5 cm (Art.5.12.3-1)
- SE DESCARTA ANÁLISIS FATIGA EN TABLEROS DE HORMIGÓN PARA VIGAS MÚLTIPLES (Art 9.5.3)
- FRANJAS DE DISEÑO UN METRO
- NO SE CONSIDERAN VEREDAS PARA EL PASO PEATONAL (CAPITULO 3)
- CRITERIOS LRFD **(T 3.4.1-1)**

RESISTENCIA I

$$\boldsymbol{Q_i = 1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75M_{(LL+IM)}}$$

(EC 4.1)

SERVICIO I:

$$\boldsymbol{Q_i = 1.00M_{DC} + 1.00M_{DW} + 1.00M_{(LL+IM)}}$$

(EC 4.2)

A continuación se presenta una descripción del proceso de cálculo para la estructura, se adjunta a este documento una hoja de cálculo, para el desarrollo del tema.

4.3.2: MOMENTOS ACTUANTES EN ESTRUCTURA A (TRAMOS CENTRALES) SECCIÓN TIPO “A”

4.3.2.1 CARGA MUERTA (DC)

Con la finalidad de tratar un modelo que se asemeje más a las futuras solicitudes, se desarrollan en paralelo dos procesos de diseño, el primero utilizando un software de diseño, el mismo hace referencia a la figura 4.5. Dicha gráfica es tomada del programa SAP 2000, esta incluye el peso propio de la losa de hormigón de 20,5 cm de espesor, para una franja de diseño de 1 m, dando como resultado una carga distribuida de: 0,492 t/m; para el segundo proceso se utiliza un modelo matemático, AASTHO LRFD permite simplificar el proceso de diseño, utilizando la expresión:

$$\boldsymbol{M = \frac{wL^2}{c}}$$

(EC 4.3)

Donde:

M*: Momento actuante, tanto para carga viva como para carga muerta en la losa, de acuerdo a la franja de diseño considerada (t-m)*

w*: carga lineal distribuida (t/m)*

L: *espaciamiento entre apoyos, vigas interiores (m)*

c*: constante tomada como 10*

Se tabularon los resultados obtenidos mediante ambos procesos, teniendo como resultado, mayores solicitaciones utilizando la simplificación matemática antes expuesta, a fin de desarrollar el presente estudio utilizando exclusivamente parámetros expuestos

por las normas AASHTO LRFD, y además debido a que se obtuvieron mayores solicitaciones, se optó por determinar el momento actuante tanto para carga muerta como para la superficie de rodadura, utilizando los calores obtenidos del proceso matemático.

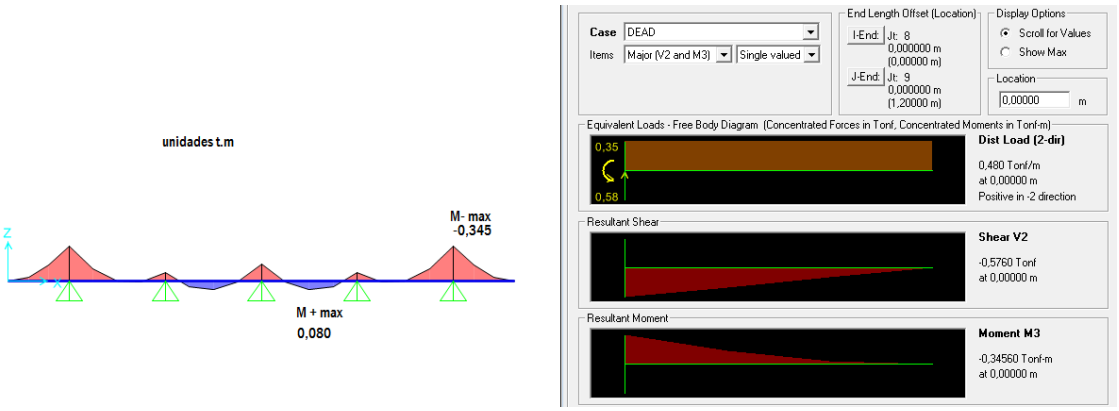


FIGURA 4.5 DIAGRAMA DE MOMENTOS, SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO "A" (PESO PROPIO LOSA)

M(DC): Momento debido al peso propio de los elementos, sin factorar (t-m)

Peso Propio de Losa = 0,205 m x 2,40 t/m^3 x 1,0 m = 0,492 t/m

M(DC)= 0,178 t-m/m (1740.60 N–mm/mm)

4.3.2.2 SUPERFICIE DE RODADURA (DW)

- **DENSIDAD : 2250 kg/m^3**

De manera similar se desarrolla un modelo con la sección transversal del puente con una carga distribuida uniformemente:

Peso Propio Superficie de Rodadura = 0,058 m x 2,250 t/m^3 x 1,0 m = 0,130 t/m

(Figura 4.2)

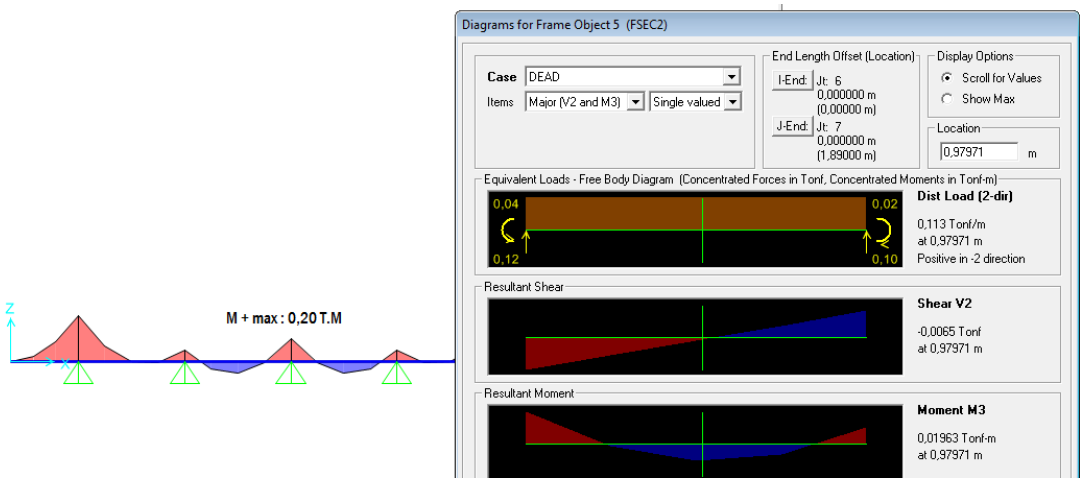


FIGURA 4.6 MOMENTOS EN LA SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO "A" DEBIDO A LA CAPA DE RODADURA
(0,130 t/m)

M(Dw)+: Momento Positivo debido al peso de la capa de rodadura, sin factorar.

Peso propio superficie de rodadura = 0,130 t/m

M(Dw)+: **0,047** t-m/m (530,67 N–mm/mm)

4.3.2.3 CARGA VIVA Y EFECTO DINÁMICO

Como se amplió en el capítulo 3 se hará referencia a la tabla a4-1 AASTHO LRFD, con la finalidad de comprobar los datos obtenidos por la presente tabla, se desarrolló el proceso analítico, cuyos resultados se adjuntan en la sección de anexos, y arrojaron resultados mínimamente inferiores a los obtenidos por la presente tabla, motivo por el cual se optó por acoger los valores obtenidos por la Tabla A4-1. **Del AASTHO LRFD** para una separación entre apoyos de 1,90 m, se tienen los siguientes resultados:

S m	Momento positivo (t)	MOMENTO NEGATIVO Distancia desde el eje de la viga hasta la sección de diseño para momento Negativo 0,0 mm	75 mm	150 mm	225 mm	300 mm	450 mm	600 mm
1,9	2,27	2,35	2,03	1,71	1,41	1,14	0,68	0,52

TABLA 4.1 MOMENTOS DE DISEÑO PARA LOSAS, SECCIÓN TRASVERSAL TIPO "A" SOBRECARGA (t-m/m)
(FUENTE AASTHO LRFD 2010)

- S : Espaciamiento entre apoyos longitudinales
- La sección de diseño se tomara a un cuarto de la longitud del patín. (Fig. 4-4.)

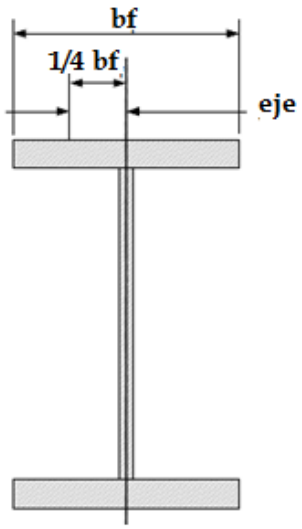


FIGURA 4.7 SECCIÓN DE DISEÑO LOSA APOYADA SOBRE SECCIONES METÁLICAS

¼ BF = 9,50 cm (95mm)

M + (LL+IM): Momento Positivo producido debido a los efectos de Carga Viva.

M - (LL+IM): Momento Negativo producido debido a los efectos de Carga Viva.

M + (LL+IM): (2,27 t-m/m) (**22240** N.mm/mm)

M - (LL+IM): (2,03 t-m/m) (**19880** N.mm/mm)

CARGA	TIPO	M(-) (t - m/m)	γ(RESISTENCIA I)
LOSA	DC	0,178	1,25
SUPERFICIE RODADURA	DW	0,0542	1,5
CARGA VIVA	LL+IM	2,03	1,75

TABLA 4.2 RESUMEN CÁLCULO MOMENTO NEGATIVO

CARGA	TIPO	M(+) (t -m/m)	γ(RESISTENCIA I)
LOSA	DC	0,178	1,25
SUPERFICIE RODADURA	DW	0,0542	1,5
CARGA VIVA	LL+IM	2,27	1,75

TABLA 4.3 RESUMEN CÁLCULO MOMENTO POSITIVO.

4.3.2.4 MOMENTO DE DISEÑO NEGATIVO (TRAMOS CENTRALES)

(EC 3.41)

Mu - (ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA I)

Mu - =1,25 x (0,178)+ 1,5 x (0,0542)+ 1,75 x (2,03) = 3,84 t-m/m (37788,80 N-mm/mm)

(MOMENTO DE DISEÑO)

4.3.2.5 MOMENTO DE DISEÑO POSITIVO (TRAMOS CENTRALES)

(EC 3.41)

Mu + (ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA I)

Mu + =1,25 x (0,178)+1,5 x (0,0542)+1,75 x (2,27) = 4.266 t-m/m (41904,80 N-mm/mm)

(MOMENTO DE DISEÑO)

4.3.2.6. CÁLCULO ACERO (DISEÑO A FLEXIÓN)

ACERO POSITIVO ARMADURA PRINCIPAL PERPENDICULAR AL TRÁFICO

- Mu= 4.26 t-m/m (41796,80 N-mm/mm)
- Diámetro de Varilla 16 mm (mínima para armaduras principales)
- Recubrimiento superior 6,5 cm (T 5.12.3-1)

- Recubrimiento Inferior 2,5 cm (T 5.12.3-1)
- Ø : 0,9 (Flexión)
- b:franja de diseño 1 metro de ancho
- Superficie de desgaste: 1,5 cm

d_e : altura desde la fibra externa en compresión hasta el centroide del acero de refuerzo a tensión.

d_e: 205-25- (0,5 (16)) -15 (mm)

d_e: 157 mm

$$k' = \frac{M_u}{\varphi b d^2}$$

(EC 4.4)

$$\rho = 0.85\left(\frac{f'_c}{f_y}\right)\left[1.0 - \sqrt{1.0 - \frac{2k'}{0.85f'_c}}\right]$$

(EC 4.5)

k' : 173,51 t/m^2 (1,70 N/mm^2) **ρ: 0,0047**

$$As = \rho d_e$$

(EC 4.6)

As= 0,073 mm2/mm

1 Ø16 @ 25 cm

Chequeo Máximo y Mínimo refuerzo

Altura Bloque Compresión.

T: Fuerza de tensión en el refuerzo.

T= área de la barra x resistencia del acero

T= 8,62 t (84446,21 N)

$$a = c\beta_1 = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

(EC 4.7)

a = 14,19 mm

β1: Relación entre la profundidad de la zona de compresión uniformemente equivalente, asumiendo el estado límite resistencia, con la profundidad de la zona de compresión actual. 0,85 para hormigón de 28 Mpa (Art 5.7.2.2.)

- As Max. (Art 5.7.3.3.1)
- c=a/β1

  c =16,70 mm **d_e** =157 mm

  $\frac{c}{d_e} = 0.11 < 0.42$ *ok* sección no sobre reforzada

- As Min No controla diseño (Art 5.7.3.3.1)

Chequeo al Fisuramiento para Estado límite de Servicio I (Art 5.7.3.4)

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{\frac{1}{3}}} \leq 0.6 f_y$$

(EC 4.8)

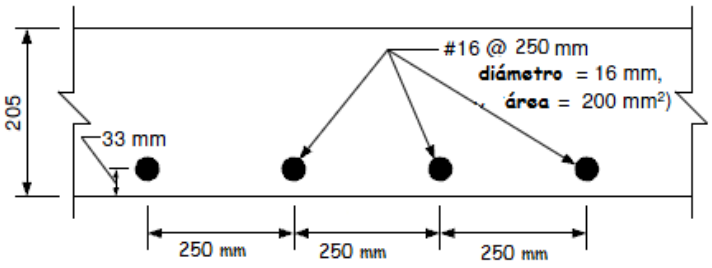


FIGURA 4.8 SECCIÓN TRANSVERSAL ACERO EN LOSA

Donde:

Z: parámetro para control de fisuramiento.

Z: 23000 N/mm (Fuente AASTHO LRFD 2010) (exposición severa)

f_{sa} =2872,11 kg/cm^2 > 0,6 x f_y (2569,69 kg/cm^2) ► f_{sa} =2569,59 kg/cm^2

f_{sa} =2569,59 kg/cm^2 (252 Mpa)

Esfuerzo bajo cargas de Servicio: (Art 5.7.1)

- Relación Modular hormigón f'c: 280 kg/cm^2 , n: 8
- DC + Dw + D(LL+IM) : 2,49 t-m/m (221691,56 N.mm/mm)

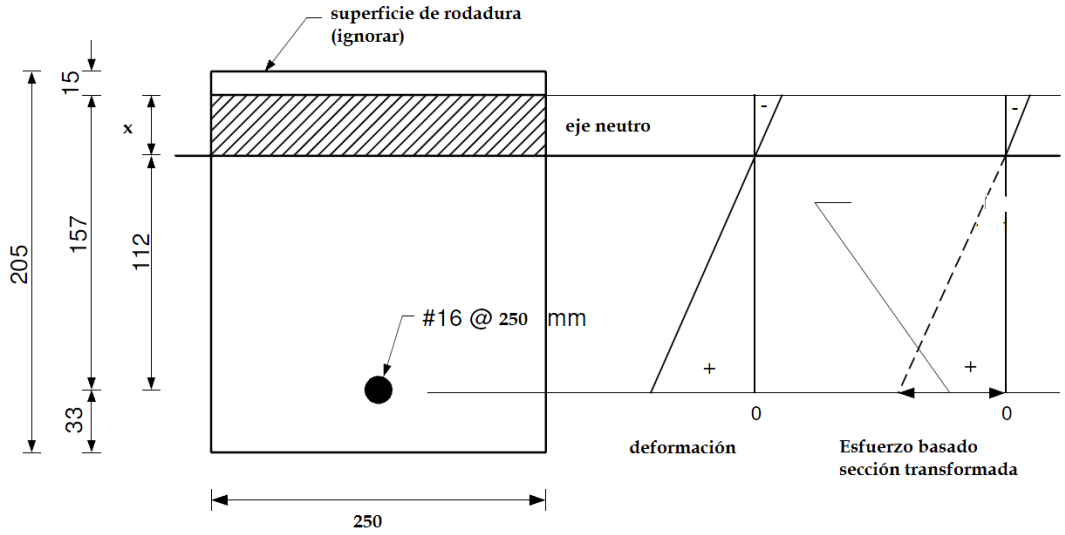


FIGURA 4-9 CONTROL AL FISURAMIENTO (MOMENTO POSITIVO)

- Área de acero transformada: 16,08 cm^2

  Distancia al Eje neutro: 3,89 cm

  I transformada de la sección: 2733,998 cm^4

  Esfuerzo en Acero, f_s: 2152,62 kg/cm^2 < 2569,59 kg/cm^2 (f_{sa})

  El acero entra primero en fluencia antes de que se fisure el hormigón.

ACERO NEGATIVO ARMADURA PRINCIPAL PERPENDICULAR AL TRÁFICO

- Mu= 3.84 t-m/m (37680,38 N-mm/mm)
- Diámetro de Varilla 16mm (mínima para armaduras principales)
- Recubrimiento superior 6,5cm (T 5.12.3-1)

- Recubrimiento Inferior 2,5 cm (T 5.12.3-1)
- Ø : 0,9 (Flexión)
- b: diseño 1 metro de ancho
- Superficie de desgaste: 1,5 cm

d_e :Distancia desde la cara en compresión hasta el centroide del acero en tensión.

d_e: 205-65- (0,5 x (16))

d_e: 132 mm

$$k' = \frac{M_u}{\varphi b d^2}$$

(EC 4.9)

$$\rho = 0.85\left(\frac{f'_c}{f_y}\right)\left[1.0 - \sqrt{1.0 - \frac{2k'}{0.85f'_c}}\right]$$

(EC 4.10)

k' : 240,67 t/m^2 (2,36 N/mm^2) **ρ: 0,0060**

$$As = \rho d_e$$

(EC 4.11)

As= 0,080 mm^2/mm

1 Ø16 @ 22 cm

<u>Chequeo Máximo y Mínimo refuerzo</u>

Altura Bloque Compresión.

Altura Bloque Compresión.

T: Fuerza de tensión en el refuerzo.

T= área de la barra x resistencia del acero

T= 8,62 t (84446,21 N)

$$a = c\beta_1 = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

(EC 4.12)

a: 16,13 mm

β1: Relación entre la profundidad de la zona de compresión uniformemente equivalente, asumiendo el estado límite resistencia, con la profundidad de la zona de compresión actual. 0,85 para hormigón de 28 Mpa (Art 5.7.2.2.)

- As Max. (Art 5.7.3.3.1)
- c=a/β1

c=18,97 mm **d_e** =132 mm

$$\frac{c}{d_e} = 0.14 < 0.42 \quad ok \text{ sección no sobre reforzada}$$

As Min no controla diseño (Art 5.7.3.3.1)

Chequeo al Fisuramiento para Estado límite de Servicio I (Art 5.7.3.4)

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{\frac{1}{3}}} \leq 0.6 f_y$$

(EC 4.13)

Z: parámetro para control de fisuramiento.

Z: 23000 N/mm (exposición severa)

f_{sa} =2057,93 kg/cm^2 < 0,6 x f_y (2569,59 kg/cm^2) ► f_{sa} =2057,93 kg/cm^2

f_{sa} =2057,94 kg/cm^2 (201,82 Mpa)

Esfuerzo bajo cargas de Servicio: (Art 5.7.1)

- Relación Modular hormigón f'c: 280 kg/cm^2 , n: 8
- DC + Dw + D(LL+IM) : 2,25 t-m/m (22095,43 N.mm/mm)

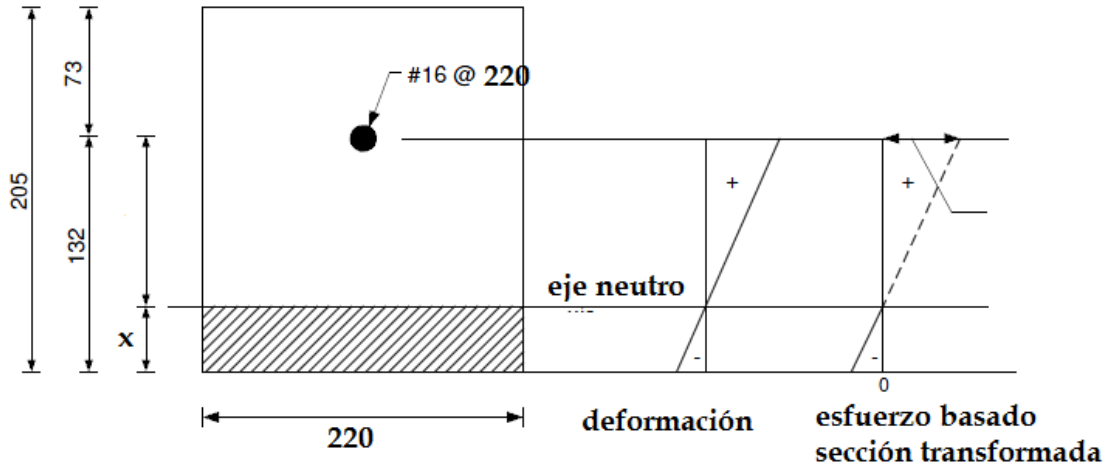


FIGURA 4.10 CONTROL AL FISURAMIENTO (MOMENTO NEGATIVO)

- Área de acero transformada: 16,08 cm^2

Distancia al Eje neutro: 3, 723 cm

I transformada de la sección: 1874,67 cm^4

Esfuerzo en Acero, f_s: 2004,62 kg/cm^2 < 2057,96 kg/cm^2 (f_{sa})

El acero entra primero en fluencia antes de que se fisure el hormigón.

4.3.2.7 DISEÑO DE TABLEROS EN VOLADIZO

DETERMINACIÓN DE CARGAS.

Como se amplió en el capítulo 3 se utilizará el mismo espesor para la región en voladizo, el motivo de la presente consideración radica en brindar mayor rigidez en la zona de diseño, de similar manera que las regiones internas de la sección transversal de nuestra estructura, se procede a la determinación de las solicitaciones que actúan en la región de diseño.

Características del Parapeto (tipo F) (SA 13.3.1)

- Masa por unidad de Longitud : 0,970 t/m (9,51 N/mm)
- Espesor Base: 51,5 cm
- Capacidad momento en la base de parapeto: Mc=8,09 t-mm/mm (79282 N-mm/mm)

- Altura del parapeto: 106,5 cm
- Lc (mecanismo de falla) : 597,4 cm
- Carga de Colisión: 62 T (610 355 N)

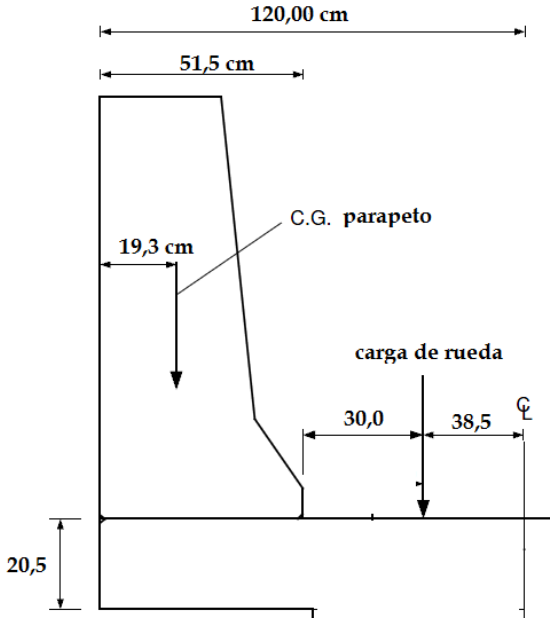


FIGURA 4-11 SECCIÓN TRANSVERSAL PARAPETO HORMIGÓN TIPO F
(Fuente AASTHO LRFD 2010)

Solicitaciones Actuantes:

- Momento producido peso propio de losa en voladizo : 0,07 t-m/m (3471,55 N.mm/mm)
- Momento producido por el peso del Parapeto : 0,31 t-m/m
- Momento producido peso propio de capa rodadura voladizo : 0,130 t/m

Se realizó el control de diseño por los 3 casos expuestos por el AASTHO LRFD en la sección **SA13.4,** se desprecia el diseño para colisión vertical en parapetos de hormigón, se obtienen las mayores solicitaciones para Diseño a Colisión Horizontal en la base del parapeto, dicho proceso se amplía a continuación.

- φ (factor de resistencia para eventos extremos)= 1,0 estado límite para un evento extremo, se considera deformaciones permanentes en el elemento. (S1.3.2.1).
- **M_c**: capacidad de momento en la base del parapeto, este momento será transmitido la losa como momento negativo al apoyo.
- **$d_{e(\text{ espesor de losa- recubrimiento superior- ½ diámetro de barra})}$** : 13,7 cm
- **As** (asumido) : 1,60 mm^2/mm
- Momento de Diseño Factorado:

M (-) = -8,09 – 1,25 x (0,07 + 0,31) (t-m/m) = 8,56 t-m/m (87477,51 N-mm/mm)

Para una sección bajo momento y tensión axial, P, resistencia nominal, Mn, será calculada con la siguiente expresión:

(LRFD 5.7.3.2-1)

$$M_n = T\left(d - \frac{a}{2}\right) - P\left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right)$$

(EC 4.14)

Donde:

T: *Tensión en el refuerzo (N/mm)*

C*: Compresión en el hormigón (N/mm)*

Ver detalle en hoja de cálculo.

Se dispone de 0,91 mm^2/mm dados en el diseño de acero negativo de refuerzo (**4.3.2.5-2** de este documento), se asume 1 Ø (14mm) @ 22,0 cm, como acero de refuerzo en la zona de voladizo, dando como resultado: un área total de acero de 1,73 mm^2/mm > 1,60 mm^2/mm, que fue asumida para el cumplimiento de las solicitaciones antes expuestas, se adjunta a este documento el detalle del armado de acero para esta zona.

4.3.2-8 ACERO DIRECCIÓN SECUNDARIA (PARALELA AL TRÁFICO)

Como se amplió en el capítulo 3 se permite diseñar la armadura secundaria como un porcentaje de la armadura primaria

(LRFD 9.7.3.2)

$$\frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67$$

(EC 4.15)

Donde:

S: *Espaciamiento entre vigas: 1,90 m*

De la ecuación 4.8 % = 97,69% ► se utiliza 67 % : 0,80 mm^2 /mm x 0,67= 0,54 mm^2/mm

Área de refuerzo: 2,02 cm^2 espaciamiento: 35,0 cm

Se asume como refuerzo longitudinal (dirección secundaria), 1Ø 16 mm @ 250 mm

1 Ø 16mm (5/8") @ 25 cm

Como se mencionó en el capítulo anterior no se realiza el chequeo por corte en tableros multiviga diseñados bajo los parámetros del **Art. 4.6.2.3**, como señala el **Art. 5.14.4-1** estas losas se consideran satisfactorias desde el punto de vista de corte.

VER DETALLE DE ARMADO EN PLANOS SECCIÓN ANEXOS PLANOS LOSA TIPO "A".

4.3.3: MOMENTOS ACTUANTES EN ESTRUCTURA B (TRAMOS CENTRALES)

Se utilizará el procedimiento expuesto en la sección **4.3.3,** se adjunta las expresiones utilizadas para este propósito, con los resultados obtenidos.

4.3.3.1 CARGA MUERTA (DC)

$$M = \frac{wL^2}{c}$$

(EC 4.3)

Peso Propio de Losa = 0,205 m x 2,40 t/m^3 = 0,492 t/m^2

MDC = 0,317 t-m/m (3110,70 N–mm/mm)

4.3.3.2 SUPERFICIE DE RODADURA (DW)

- **DENSIDAD : 2250 kg/m^3**

MDw: Momento debido al peso de la capa de rodadura, sin factorar.

Peso Propio Superficie de Rodadura = 0,058 m x 2,250 t/m^3 x 1,0 m = 0,130 t/m

(Figura 4.2)

MDw: **0,084** t-m/m (822,25 N–mm/mm)

4.3.3.3 CARGA VIVA Y EFECTO DINÁMICO

De similar manera, como en el diseño del primer arreglo en consideración, se utilizan los valores de la **tablaA4-1** del AASTHO LRFD, teniendo los siguientes resultados

		MOMENTO NEGATIVO						
S	Momento	Distancia desde el eje de la viga hasta la sección de diseño para momento Negativo						
m	positivo (t)	0,0 mm	75 mm	150 mm	225 mm	300 mm	450 mm	600 mm
2,6	2,78	3,08	2,70	2,32	1,94	1,68	1,39	1,21

TABLA A4-1 MÁXIMOS MOMENTOS POR SOBRECARGA POR UNIDAD DE ANCHO ("B") (t-m/m)
(Fuente AASTHO LRFD 2010)

- S : Espaciamiento entre apoyos longitudinales
- La sección de diseño se tomara a un cuarto de la longitud del patín. (Fig. 4-4.)
- Se seleccionó 2600mm debido a que es la condición más crítica (se puede realizar iteraciones pero resultarían más conservadoras que nuestra hipótesis de diseño)
- La sección de diseño se tomará a un cuarto de la longitud del patín. (figura 4-7.), para la selección del ancho del patín se optó por realizar un patín con 5 cm más de longitud por cada lado, dicha hipótesis de validará más adelante en este documento**.**

¼ **BF** = 9,25 CM (92,5 mm)

M + (LL+IM): (2,78 t-m/m) (27220 N.mm/mm)

M - (LL+IM): (2,70 t-m/m) (**26470** N.mm/mm)

CARGA	TIPO	M(-) (t -m/m)	γ(RESISTENCIA I)
LOSA	DC	0,317	1,25
SUPERFICIE RODADURA	DW	0,084	1,5
CARGA VIVA	LL+IM	2,78	1,75

TABLA 4.4 RESUMEN CALCULO MOMENTO NEGATIVO

CARGA	TIPO	M(+) (t -m/m)	γ(RESISTENCIA I)
LOSA	DC	0,317	1,25
SUPERFICIE RODADURA	DW	0,084	1,5
CARGA VIVA	LL+IM	2,70	1,75

TABLA 4.5 RESUMEN CALCULO MOMENTO POSITIVO.

4.3.3.4 MOMENTO DE DISEÑO NEGATIVO (TRAMOS CENTRALES)

(EC 3.41)

Mu - (ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA I)

Mu - =1,25 x (0,317)+ 1,5 x (0,084)+ 1,75 x (2,70) = 5,25 t-m/m (51426,75 N-mm/mm)

(MOMENTO DE DISEÑO)

4.3.3.5 MOMENTO DE DISEÑO POSITIVO (TRAMOS CENTRALES)

(EC 3.41)

Mu + (ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA I)

Mu + =1,25 x (0,317)+1,5 x (0,084)+1,75 x (2,78) = 5,39 t-m/m (52798,75 N-mm/mm)

(MOMENTO DE DISEÑO)

4.3.3.6 CALCULO ACERO (DISEÑO A FLEXIÓN)

ACERO POSITIVO ARMADURA PRINCIPAL PERPENDICULAR AL TRÁFICO

- Mu= 5,39 t-m/m
- Diámetro de Varilla 16mm (mínima para armaduras principales)
- Recubrimiento superior 6,5cm (T 5.12.3-1)
- Recubrimiento Inferior 2,5 cm (T 5.12.3-1)
- Ø : 0,9 (Flexión)
- **b**: franja diseño 1 metro de ancho
- Superficie de desgaste: 1,5 cm

$\mathbf{d_e}$: altura desde la fibra externa en compresión hacia en centroide del acero de refuerzo a tensión.

$\mathbf{d_e}$: 157 mm

$$k' = \frac{M_u}{\varphi b d^2}$$

(EC 4.4)

$$\rho = 0.85\left(\frac{f'_c}{f_y}\right)\left[1.0 - \sqrt{1.0 - \frac{2k'}{0.85 f'_c}}\right]$$

(EC 4.5)

k' : 243,27 t/m^2 (2,38 N/mm^2) **ρ: 0,0060**

$$As = \rho d_e$$

(EC 4.6)

As= 0,94 mm^2/mm

1 Ø16 @ 20 cm

Chequeo Máximo y Mínimo refuerzo

Altura Bloque Compresión.

T: Fuerza de tensión en el refuerzo.

T= 8,62 t (84446,21 N)

$$a = c\beta_1 = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

(EC 4.7)

a : 17,74 mm

As Max (Art 5.7.3.3.1)

c=a/β1

c=20,87 mm **d_e** =157 mm

$\frac{c}{d_e} = 0.13 < 0.42$ *ok* sección no sobre reforzada

- As Min No controla diseño (Art 5.7.3.3.1)

Chequeo al Fisuramiento para Estado límite de Servicio I (Art 5.7.3.4)

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{\frac{1}{3}}} \leq 0.6 f_y$$

(EC 4.8)

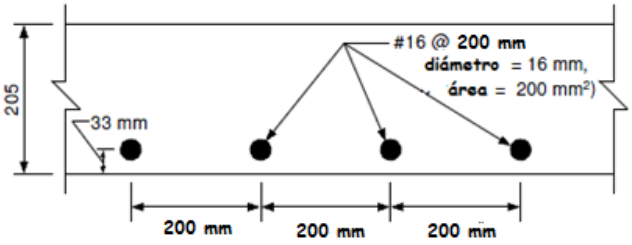


FIGURA 4-13 SECCIÓN TRANSVERSAL ACERO EN LOSA

Z: 23000 N/mm (Fuente AASTHO LRFD 2010) (exposición severa)

f_{sa} =3093,89 kg/cm^2 > 0,6 x f_y (2569,64) ► f_{sa} =2569,64 kg/mc^2

(252 Mpa)

Esfuerzo bajo cargas de Servicio: (Art 5.7.1)

- **DC + Dw+ D(LL+IM)** : 3,18 t-m/m

- Área de acero transformada: 16,08 cm^2

Distancia al Eje neutro: 42,85 mm

I transformada de la sección: 2620,42 cm^4

Esfuerzo en Acero, f_s: 2215,89 kg/cm^2 < f_{sa}: 2569,64 kg/cm^2 (252 Mpa)

El acero entra primero en fluencia antes de que se fisure el hormigón.

ACERO NEGATIVO ARMADURA PRINCIPAL PERPENDICULAR AL TRÁFICO

- **Mu**= 5,26 t-m/m (51633,46 N.mm/mm)
- Diámetro de Varilla 16mm (mínima para armaduras principales)
- Recubrimiento superior 6,5cm (T 5.12.3-1)
- Recubrimiento Inferior 2,5 cm (T 5.12.3-1)
- Ø : 0,9 (Flexión)
- b: diseño 1 metro de ancho

- Superficie de desgaste: 1,5 cm

d_e :Distancia desde la cara en compresión hasta el centroide del acero en tensión.

d_e: 132 mm

$$k' = \frac{M_u}{\varphi b d^2}$$

(EC 4.9)

$$\rho = 0.85\left(\frac{f'_c}{f_y}\right)\left[1.0 - \sqrt{1.0 - \frac{2k'}{0.85f'_c}}\right]$$

(EC 4.10)

k' : 335,62 t/m^2 (3,28 N/mm^2) **ρ: 0,0084**

$$As = \rho d_e$$

(EC 4.11)

As= 1,11 mm^2/mm

1 Ø16 @ 17 cm

Chequeo Máximo y Mínimo refuerzo

T: Fuerza de tensión en el refuerzo.

T= 8,61 t (84446,21 N)

$$a = c\beta_1 = \frac{A_s f_y}{0.85f'_c b}$$

(EC 4.12)

a : 20,87 mm

β1: Relación entre la profundidad de la zona de compresión uniformemente equivalente, asumiendo el estado límite resistencia, con la profundidad de la zona de compresión actual. 0,85 para hormigón de 28 Mpa (Art 5.7.2.2.)

- As Max. (Art 5.7.3.3.1)
- c=a/β1

c=24,55 mm **d_e** =132 mm

$$\frac{c}{d_e} = 0.19 < 0.42 \quad ok \text{ sección no sobre reforzada}$$

- As Min No controla diseño (Art 5.7.3.3.1)

  Chequeo al Fisuramiento para Estado límite de Servicio I (Art 5.7.3.4)

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{\frac{1}{3}}} \leq 0.6 f_y$$

(EC 4.13)

Z: 23000 N/mm (exposición severa)

f_{sa} =2242,62 kg/cm^2 < 0,6 x f_y (2569,64 kg/cm^2) ► f_{sa} =22,42,62 kg/cm^2

(219,93 Mpa)

Esfuerzo bajo cargas de Servicio: (Art 5.7.1)

- **DC + Dw + D(LL+IM)** : 3,10 t-m/m (30394,28 N.mm/mm)

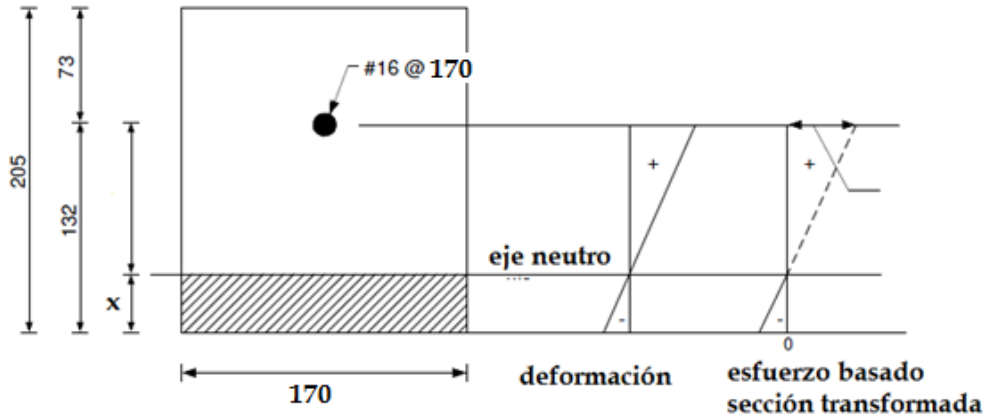


FIGURA 4-14 CONTROL AL FISURAMIENTO (MOMENTO NEGATIVO)

- Área de acero transformada: 16,08 mm2

Distancia al Eje neutro: 4,14 cm

I transformada de la sección: 1793,418 cm^4

Esfuerzo en Acero, f_s: 2129,13 kg/cm^2 (208,80 Mpa) < $f_{sa:}$ 2242,63 kg/cm^2 (219,93 Mpa)

El acero entra primero en fluencia antes de que se fisure el hormigón.

4.3.3.7 DISEÑO DE TABLEROS EN VOLADIZO

La sección transversal tipo "B" posee un centímetro menos en la región del volado, y al contar con similares condiciones de diseño, los requerimientos citados para la sección tipo "A", son similares a los presentados en esta sección**.** Se realiza la diferenciación con respecto al acero complementario en el volado, debido a que las cuantías de diseño cambian en relación a las anteriores.

- Momento producido peso propio de losa en voladizo : 0,07 t-m/m (3471,55 N.mm/mm)
- Momento producido por el peso del Parapeto : 0,31 t-m/m
- Momento producido peso propio de capa rodadura voladizo : 0,130 t/m

- φ (factor de resistencia para eventos extremos)= 1,0 estado límite para un evento extremo, se considera deformaciones permanentes en el elemento. (S1.3.2.1).
- M_c: capacidad de momento en la base del parapeto, este momento será transmitido la losa como momento negativo al apoyo.
- $d_{e(\text{espesor de losa- recubrimiento superior- ½ diámetro de barra})}$= 13,7 cm
- As (asumido) : 1,60 mm^2/mm
- Momento de Diseño Factorado:

M (-) = -8,09 – 1,25 x (0,07 + 0,31) (t-m/m) = 8,56 t-m/m (83907,75 N-mm/mm)

Para una sección bajo momento y tensión axial, P, resistencia nominal, Mn, será calculada con la siguiente expresión:

(LRFD 5.7.3.2-1)

$$M_n = T\left(d - \frac{a}{2}\right) - P\left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right)$$

(EC 4.14)

As (-), tramos intermedios: 1,18 mm^2/mm

As(-) asumido para voladizos: 1,60 mm^2/mm

Se asume acero de refuerzo Ø 14mm @ 170 mm (0,91mm^2/mm)

As(-) 2,09mm2/mm > 1,60 mm2/mm asumido ver detalle en hoja de cálculo

4.3.3.8 ACERO DIRECCIÓN SECUNDARIA (PARALELA AL TRÁFICO)

(LRFD 9.7.3.2)

$$\frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67$$

(EC 4.15)

Donde:

S: Espaciamiento entre vigas: 2,54 m

De la ecuación 4.8 % = 82,15 % ► se utiliza 67 % : 0,67 mm^2/mm

Área de refuerzo (Ø16 mm): 2,02 cm^2 con un

Se asume como refuerzo longitudinal (dirección secundaria), 1Ø 16mm @ 250 mm

1 Ø 16mm (5/8") @ 25 cm

VER DETALLE DE ARMADO EN PLANOS SECCIÓN ANEXOS TIPO "B"

4.4 DISEÑO VIGAS INTERIORES

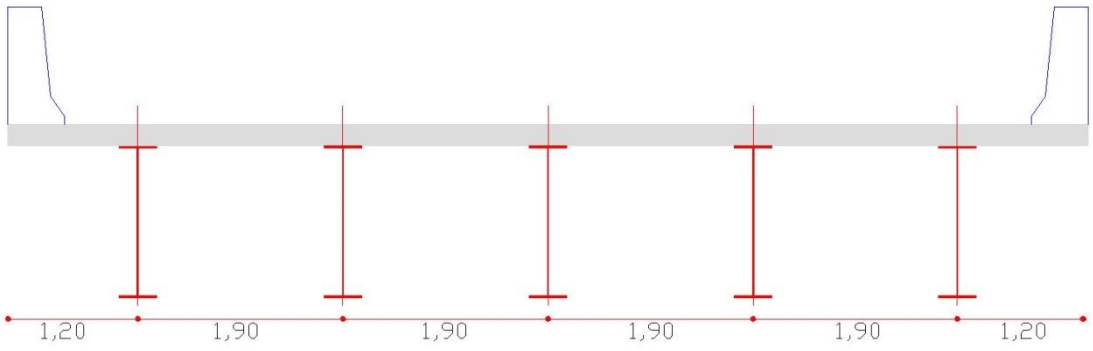
Como se expuso en el capítulo anterior se prevé que la sección actúe de manera compuesta en conjunto con la losa, motivo por el cual se procede al diseño de los pernos de corte conforme a la sección 6 del AASTHO LRFD.

El AASTHO en la sección **2.5.2.6.3**, especifica ciertos parámetros para la selección de las secciones de diseño, la mayor pauta de la que dispone el diseñador es la experiencia previa, a continuación se procederá a exponer un resumen del procedimiento de diseño de las secciones metálicas para mayor detalle se adjunta la hoja de cálculo desarrollada para este propósito.

4.4.1 Diseño (sección transversal tipo “A”.)

4.4.1.-a Selección sección de Diseño.

El análisis antes descrito se llevó a cabo utilizando varias secciones, las secciones bases fueron expuestas en el capítulo 2, a continuación se presenta las secciones finales luego de realizar la optimización de las mismas, se adjuntaran comentarios que se consideren necesarios durante el proceso a describirse.



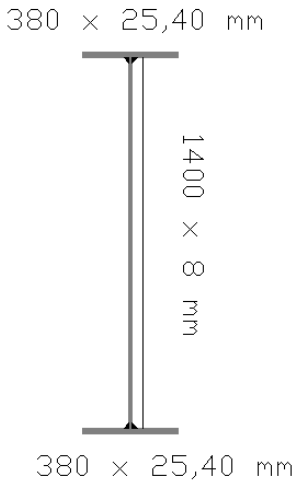


FIGURA 4.16 SECCIONES DE ANÁLISIS, ESTRUCTURA METÁLICA TIPO "A"

- Densidad del Hormigón en Tablero 2,4 t/m^3
- Espesor de Losa: 20, 5cm
- Superficie de desgaste: 1,5 cm
- Separación entre apoyos, **S:** 190 cm (1,90 m)
- Densidad capa rodadura: 2,25 t/m^3
- Longitud del Claro: 30 m
- Tensión de fluencia en acero estructural Fy acero 345 Mpa (A53)

4.4.1-b Factores de Carga:

Combinaciones y Factores de Carga.				
Estado límite	DC	DW	LL	IM
Estado límite de Resistencia I	1,25	1,50	1,75	1,75
Estado de Servicio II	1.00	1.00	1,30	1,30
Fatiga	-	-	0,75	0,75

TABLA 4-6 COMBINACIONES Y FACTORES DE CARGA (FUENTE: AASTHO LRFD 2010)

4.4.1-c Factores de resistencia:

Tipo de Resistencia	Factor de resistencia, ϕ
Flexión	ϕf=1,00
Corte	ϕv=1,00
Compresión Axial	ϕc=0,90

TABLA 4-7 FACTORES DE RESISTENCIA (FUENTE: AASTHO LRFD 2010)

4.4.1-d Propiedades de la sección de Diseño.

	Propiedades Geométricas de la Sección						
	A (mm^2)	d (mm)	Axd (mm3)	I (mm^4)	y (mm)	ay^2 (mm^4)	I t (mm^4)
P. SUPERIOR	9652.00	1438,10	13880541,20	518923,69	712,70	4902649331.00	4903168255.00
ALMA	11200.00	725,40	8124480.00	1829333333.00	0	0	1829333333.00
P. INFERIOR	9652.00	12,70	122580,40	518923,69	712,70	4902649331.00	4903168255.00
TOTAL	30504.00	725,40	22127601,60	1830371181.00	N/A	9805298662.00	11635669843.00
	compuesta 3n						
VIGA	30504,00	725,40	22127601,60	11635669843.00	287,51	2521474485.00	14157144328.00
LOSA	16229,17	1553,30	25208764,58	56835894,10	540,39	4739310359.00	4796146253.00
TOTAL	46733,17	1012,91	47336366,18	11692505737.00	N/A	7260784844.00	18953290581.00
	compuesta n						
VIGA	30504.00	725,40	22127601,60	11635669843.00	509.00	7902970650.00	19538640493.00
LOSA	48687,50	1553,30	75626293,75	170507682,30	318,90	4951419085.00	5121926768.00
TOTAL	79191,50	1234,40	97753895,35	11806177525.00	N/A	12854389736.00	24660567261.00
SECCIÓN	y inf viga mm	y sup viga mm	y sup losa mm	s inf viga mm3	s sup viga mm3	s sup losa mm3	
VIGA	725,40	725,40	N/A	16040349,94	16040349,94	N/A	
Con 3n	1012,91	437,90	657,89	18711771,92	43282957,35	28809091,36	
Con n	1234,40	216,40	436,40	19977795,31	113957645,60	56508940,04	

TABLA 4-8 PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN.

n=Es/ Ec = 8

Se utilizan valores enteros

4.4.1-e Efectos Carga Muerta.

RESISTIDO POR:	DC	DW
Sección no Compuesta	.-VIGA DE ACERO .- LOSA HORMIGÓN .-CARGA MUERTA (SECCIONES TRANSVERSALES, RIGIDIZADORES, ETC.)	
Sección Compuesta	PARAPETOS DE HORMIGÓN	.- CAPA DE RODADURA

TABLA 4.9 COMPONENTES CARGA MUERTA.

	carga distribuida (t /m)	**M**(centro del claro) (t-m)	C(corte Apoyo) (t)	carga distribuida (N/mm)	M(centro del claro) (N-mm)	**C** (corte) (N)
Losa	1,00	112,86	15,05	9,83	1106028000.00	147620,88
C. de Rodadura	0,22	24,43	3,26	2,13	239429925.00	31956,57
Viga	0,24	26,94	3,60	2,35	264000681.00	35236,01
Diafragmas	0,04	4,73	0,63	0,41	46305000.00	6180,30
Parapetos	0,34	38,25	5,10	3,33	374850000.00	50031.00

TABLA 4.10 EFECTOS DEBIDO A CARGAS PERMANENTE

4.4.1-f Efectos por Carga Transitoria

$$K_g = n\left(I + Ae_g^2\right)$$

(EC 4.16)

$$K_g = 2.77228E^{11}$$

- F'c Hormigón: 280 kg/cm^2
- Módulo de Elasticidad del Hormigón : 250998,008 kg/cm^2
- Módulo de Elasticidad Acero A53 2100000 kg/cm^2
- n :8
- F'c Hormigón: 280 kg/cm^2
- eg (figura 3.6) : 82,79 cm

Factores de distribución de Momento para carga viva (Vigas Interiores)

Un Carril Cargado

$$0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

(EC 4.17)

g= 0,38

Dos o más carriles cargados**.**

$$0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

(EC 4.18)

g= 0,52

Factores de distribución de Corte para carga viva (Vigas interiores)

Un Carril Cargado

$$0.36 + \frac{S}{7600}$$

(EC 4.19)

g= 0,61

Cortante para dos o más carriles de diseño

$$0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2.0}$$

(EC 4.20)

g= 0,70

Cálculo factores de distribución vigas Interiores.

Como se aprecia en el extracto obtenido de la hoja de cálculo adjunto a este documento, se observa que los factores de distribución que serán utilizados para el desarrollo de este documento serán los mayores obtenidos, la aplicación de los antes mencionados factores de distribución, (**g**), serán de uso exclusivo para el diseño de las vigas interiores, para el cálculo de la distribución de la sobrecarga, en vigas exteriores se utilizara la ley de

momentos para determinar las solicitaciones en las secciones de análisis, este procedimiento se encuentra adjunto en la sección de anexos de este documento.

4.4.1-g Efectos de Carga Combinados.

	Cargas Actuantes	
Estado:	Momento(t-m)	Corte (t)
Límite de resistencia I:	626,93	103,21
Servicio II	468,87	77,09

TABLA 4.11 CARGAS DE DISEÑO

Las presentes cargas de diseño fueron tomadas en las secciones críticas tanto para momento como para corte en la sección propuesta, al comportarse como una viga simplemente apoyada, se utiliza el teorema de Barré, para determinar el sitio donde se ubiquen las solicitaciones máximas, y los diagramas de corte para determinar la ubicación del mayor cortante, se adjunta en la sección de anexos las solicitaciones actuantes en la viga de diseño a lo largo de la longitud de análisis**.**

4.4.1-h Cómputo de la capacidad a momento plástico en la sección

- Esfuerzo de fluencia del Acero: 345 Mpa (A53) (3517,90 kg/cm^2)
- Patín en tensión:

$$\boldsymbol{P_t = f_y * b_t * t_t}$$

(EC 4.21)

- Para el Alma:

$$\boldsymbol{P_w = f_y * h_w * t_w}$$

(EC 4.22)

- Patín en Compresión:

$$P_c = f_y * b_c * t_c$$

(EC 4.23)

- Para la Losa:

$$P_t = 0.85 * f'_c * b_s * t_s$$

(EC 4.24)

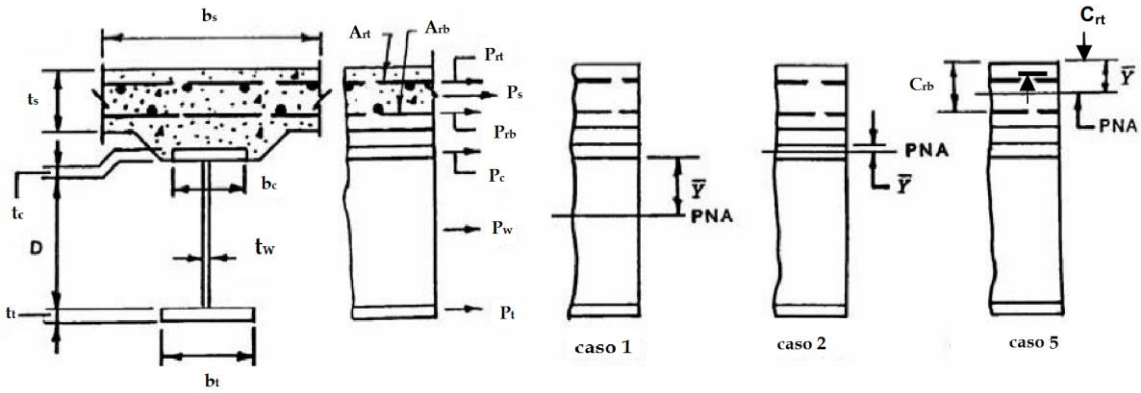


FIGURA 4.17 MOMENTO DE FUERZAS PLÁSTICAS SOBRE EL EJE NEUTRO PLÁSTICO

(FUENTE: AASTHO LRFD 2010)

P_t = 339,79 t (3329940 N)

P_w = 394,29 t (3864000 N)

P_c = 339,79 t (3329940 N)

P_s = 927,01 t (9084698 N)

Para determinar la localización del eje neutro plástico, se procede a verificar la ubicación del mismo basándose en la sección D6.1-1 del AASTHO LRFD, que asume la ubicación del eje neutro en 5 casos que se adjunta a continuación.

CASO 1 (SECCIÓN: ALMA)

$$\boldsymbol{P_t + P_t > P_c + P_s + P_{rb} + P_{rt}}$$

$$\boldsymbol{Y = \frac{D}{2}\left(\frac{P_t - P_c - P_{rb} - P_{rt} - P_s}{P_w}\right)}$$

$$M_p = \frac{P_w}{2D}\left[\overline{Y}^2 + \left(D - \overline{Y}\right)^2\right] + [P_s d_s + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_t d_t]$$

CASO 2 (SECCIÓN: PATÍN SUPERIOR)

$$\boldsymbol{P_t + P_w + P_c > P_s + P_{rb} + P_{rt}}$$

$$\boldsymbol{Y = \frac{tc}{2}\left(\frac{P_w + P_t - P_s - P_{rb} - P_{rt}}{P_c} + 1\right)}$$

$$M_P = \frac{P_c}{2t_c}\left[\overline{Y}^2 + \left(t_c - \overline{Y}\right)^2\right] + [P_s d_s + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_w d_w + P_t d_t]$$

CASO 3 (SECCIÓN: LOSA BAJO P_{rb})

$$\boldsymbol{P_t + P_w + P_c > \frac{C_{rb}}{ts} P_s + P_{rb} + P_{rt}}$$

$$\boldsymbol{Y = t_s\left(\frac{P_c + P_w + P_t - P_{rb} - P_{rt}}{P_s} + 1\right)}$$

$$M_p = \left(\frac{\overline{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_{rt}d_{rt} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$$

CASO 4 (SECCIÓN: LOSA EN P_{rb})

$$\boldsymbol{P_t + P_w + P_c + P_{rb} > \frac{C_{rb}}{ts} P_s + P_{rt}}$$

$$\boldsymbol{Y = C_{rb}}$$

$$M_p = \left(\frac{\overline{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_{rt}d_{rt} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$$

CASO 5 (SECCIÓN: LOSA SOBRE P_{rb} y BAJO P_{rt})

$$\boldsymbol{P_t + P_w + P_c + P_{rb} > \frac{C_{rb}}{ts} P_s + P_{rt}}$$

$$\boldsymbol{Y = C_{rb}}$$

$$M_p = \left(\frac{\overline{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_{rt}d_{rt} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$$

De las relaciones antes expuestas se cumple la segunda, por lo tanto el eje neutro plástico se encuentra en el ala superior.

Por lo tanto:

Y = 5,48 mm bajo el ala superior.

Mp = 820,14 t-m

4.3.1-i Determinar si la sección es Compacta o No Compacta.

Se calificarán como secciones compactas las que cumplan los siguientes requerimientos:

a) Tensión de fluencia en los patines no exceda de 485 Mpa

b) El alma no debe disponer de rigidizadores longitudinales (LRFD 6.10.2.1.1)

c) Se debe satisfacer la siguiente relación (límite de esbeltez)

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76\sqrt{\frac{E}{F_w}}$$

(EC 4.25)

- Tensión de fluencia en patines: 248 Mpa
- NO se dispone de rigidizadores longitudinales.
- Según el artículo **D6.3.2** a excepción de que el eje neutro se encuentre en el alma, para todos los demás casos $\mathbf{D_{cp}}$ =0

Por lo tanto sección al no cumplir con lo especificado en la sección 6.10.2.1 se considera como no compacta, y se diseñará de acuerdo a lo estipulado en la sección 6.10.7.2 del AASTHO LRFD 2010

4.4.1-j Resistencia Nominal a la Flexión, estado Límite de resistencia I.

A diferencia de la práctica de diseño para secciones compactas, de realizar el control utilizando los momentos actuantes sobre la sección, para secciones no compactas se controla los esfuerzos actuantes sobre los patines, es común que el patín que controla este proceso sea el patín inferior, por lo general el esfuerzo sobre el patín superior es relativamente bajo en comparación con el patín inferior. Para flexión positiva en

secciones compuestas, no se debe considerar la flexión lateral de la sección, debido a que esta, se encuentra arriostrada durante toda su longitud por la losa de concreto.

Dónde el Patín en Compresión deberá satisfacer la siguiente relación:

$$f_{bu} \leq \Phi_f F_{nc}$$

(EC 4.26)

Donde:

Φ_f *= Factor de resistencia a la flexión = 1 (6.5.4.2)*

f_{bu} *= Esfuerzo en el patín, sin considerar flexión lateral del elemento (6.10.1.6)*

F_{nc} *= Resistencia nominal a la flexión, del patín en compresión (6.10.7.2.2)*

$$F_{nc} = R_b * R_h * F_{yc}$$

(EC 4.27)

R_b *= Factor de carga determinado de acuerdo a la sección 6.10.1.10.2*

R_y *= Factor híbrido determinado de acuerdo a la sección 6.10.1.10.1*

F_{nc} **= 3517,96** kg/cm^2 **(345,00 Mpa)**

f_{bu} **= 1631,08** kg/cm^2 **(159,95 Mpa)**

$f_{bu} < \Phi_f F_{nc}$ Por lo se considera que la sección es adecuada.

Dónde el Patín en Tensión deberá satisfacer la siguiente relación:

$$f_{bu} + \frac{1}{3} f_l \leq \Phi_f F_{nt}$$

(EC 4.28)

f_l =Esfuerzo sobre el patín inferior, debido a la flexión lateral 6.10.1.6

F_{nt} *= Resistencia nominal a la flexión, del patín en tensión (6.10.7.2.2)*

Φ_f *= Factor de resistencia a la flexión = 1 (6.5.4.2)*

Se desprecia el valor de f_l debido a que la sección se encuentra arriostrada longitudinalmente por la losa de concreto.

f_{bu} **= 3390,31** kg/cm^2 **(332,51 Mpa)**

F_{nc} **= 3517,92** kg/cm^2 **(345,00 Mpa)**

$f_{bu} < \Phi_f F_{nt}$ Se considera la sección adecuada.

4.4.1-k Diseño por Cortante

Para la revisión por cortante de la sección se parte por verificar si la sección sola resiste el momento nominal de corte, de no ser el caso se utilizará rigidizadores transversales para la sección, en el presente documento se optó por el uso de rigidizadores longitudinales con el propósito de mejorar el desempeño del alma de la sección, es una práctica conservadora despreciar la resistencia brindada por los rigidizadores longitudinales, para el cálculo de la capacidad a corte se hará referencia a la sección **6.10.9.1**

- Sin rigidizadores longitudinales

$$V_u < \varphi_V V_n$$

(EC 4.29)

Donde:

Φv= factor de resistencia al corte especificado en **6.5.4.2**

V_n = Resistencia nominal al corte (**6.10.9.2**)

$$V_n = V_{cr} = V_{vp}$$

(EC 4.30)

El valor de **C** se lo obtiene de la relación (**6.10.9.3.2-5**)

$$\frac{D}{t_w} > 1.40\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}; C = \frac{1.57}{\frac{D}{t_w}} * \frac{Ek}{F_{yw}}$$

(EC 4.31)

C = 0, 15

$$V_p = 0.58 F_{yw} D_{tw}$$

(EC 4.32)

V_p = 228,68 t

CV_p = 34,30 t

V_u = 103,21 t

De donde se aprecia que la sección no cumple con la solicitación al cortante, por lo tanto se utilizarán rigidizadores transversales, cabe recalcar que el valor máximo de corte se presenta en la sección de apoyo, el diseño que se presenta a continuación hace referencia al corte máximo, se puede optimizar las secciones utilizadas en los rigidizadores en relación al corte presente en la sección de análisis.

4.4.1-L Diseño Rigidizadores Transversales

- Ancho Proyectado (b_t) : 150 mm
- Espesor Proyectado (t_p) : 15 mm
- Separación entre Rigidizadores (d_o)

Max (3D): 3900 mm, se recomienda se enmarque en la siguiente relación.

$$d_o \leq \left(\frac{260}{\frac{D}{t_w}} D\right)^2$$

(EC 4.33)

Separación entre rigidizadores Asumida (d_o): 2500mm

Primer Chequeo (ancho proyectado) Art.6.10.11.1.2

$$b_t \geq 50 + \frac{D}{30}$$

(EC 4.34)

$b_t \geq 98{,}36$ mm

$$16t_p \geq b_t \geq \frac{b_f}{4}$$

(EC 4.35)

240 mm ≥ 98,36 ≥ 95 mm

Segundo Control (Inercia Rigidizador) Art.6.10.11.1.3

$$I_t \geq bt_w^3 J$$

(EC 4.36)

Para pares de Rigidizadores:

$$I_t = \frac{t_p(2b_t + t_w)^3}{12}$$

(EC 4.37)

I_t = 29859840 mm^4

Parámetro de rigidez a la flexión:

$$J = 2.5\left(\frac{D}{\frac{d_0}{D}}\right)^2 - 2.0 \geq 0.5$$

(EC 4.38)

J= -1,21 ►J:0,5

$d_o * t_{w3} *$ **J**= 640000 mm^4

Tercer Control (Área Rigidizador Transversal) Art.6.10.11.1.4

$$As > \frac{p.15B * D(1-C)(V_u)}{t_w(\varphi_v V_n)} - 18\frac{(F_{yw} * t_w^2)}{F_{crs}}$$

(EC 4.39)

As= 3300,65 mm^2 (requerido)

As (sección) = 2 x b_t x t_p

As (sección) = 4200 mm^2

Se determina la capacidad nominal al corte de la sección incluyendo los rigidizadores transversales:

$$V_n = V_p * \frac{0,87 * (1-c)}{\sqrt{1 + \left(\frac{do}{D}\right)\text{^}2}}$$

V_p = 228,68 t

V_n = 132,20 t

V_u = 103,21 t

4.4.1-m Diseño Rigidizadores Transversales en los Apoyos Art 6.10.11.2

Como se mencionó con anterioridad, el corte máximo se encuentra en la zona de los apoyos.

- Ancho Proyectado(b_t): deberá satisfacer:

$$b_t \leq 0.48 t_p \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$$

(EC 4.40)

- Ancho Proyectado (b_t) : 150 mm (asumido)
- Espesor Proyectado (t_p) : 15 mm (asumido)

Control Pandeo Local**:**

$$\frac{b_1}{t_o} < 10.00mm$$

Resistencia en el Apoyo:

$$(R_{sb})_n = 1.4 A_{pn} F_{ys}$$

(EC 4.41)

$(R_{sb})_n$ = 177,43 t > **Vu** =103,21 t

Resistencia axial:

- **As (sección) =** 5652,70 mm^2
- I_t = 36522640 mm^4 (5418,28 cm^4)
- **P_n** = 223,9671 t
- **$P_r = \Phi P_n$**
- **P_r** = 176,77 t > **Vu** = 103,21 t

Como se aprecia el control a la resistencia en el apoyo es el que domina el diseño, donde **A_{pn}**, es el área en contacto del Rigidizador con el patín, con lo que comprueba que el mayor corte se encuentra en la zona de los apoyos.

4.4.1-n Diseño Por Flexión – Estado Límite de Fatiga. Art 6.6.1.2

Las consideraciones de fatiga, para vigas placa pueden incluir:

Conexiones soldadas de eslabones de cortante en viga.

Conexiones soldadas de los patines y el alma.

Conexiones soldadas de rigidizadores transversales intermedios en vigas.

Se comprobará la fatiga para conexiones soldadas de patines y alma, en nuestra sección se tiene detalles de categoría tipo C según AASTHO LRFD **6.6.1.2.3-1**, para las consideraciones de la carga de fatiga inducida cada detalle deberá satisfacer:

$$\boldsymbol{y}(\Delta \boldsymbol{F}) < (\Delta \boldsymbol{F})_{\boldsymbol{n}}$$

(EC 4.42)

$$(\Delta \boldsymbol{F})_{\boldsymbol{n}} = \left(\frac{\boldsymbol{A}}{\boldsymbol{N}}\right)^{\frac{\mathbf{1}}{\mathbf{3}}} \geq \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{2}}(\Delta \boldsymbol{F})_{\boldsymbol{TH}}$$

(EC 4.43)

$$\mathbf{N} = (\mathbf{365})(\mathbf{50})_{\mathbf{n}}(\mathbf{ADTT})_{\mathbf{SL}}$$

(EC 4.44)

El término marcado dentro de esta ecuación hace referencia para el periodo de diseño, de 75 años que se considera para el diseño de la presente estructura, se tomará un periodo de diseño de 50 años para el presente documento, los motivos serán ampliados en las conclusiones presentadas en el capítulo 6.

- **γ : (LRFD 3.4.1-1)**
- **(ADTT)SL** = 1275 Camiones **3.6.1.4**
- **n= 1 LRFD 6.6.1.2.5-1**

- **A = 1,44 E ^{12} Mpa^3 (LRFD 6.6.1.2.5-1)**
- **$(\Delta F)_{TH}$=** 69 Mpa **(**Categoría de diseño **C)(LRFD 6.6.1.2.5-3)**

N = 23542500 ciclos

$(\Delta F)n$ = 39,40 Mpa

½ $(\Delta F)_{TH}$ = 34,5 Mpa

$$(\Delta F)_n \geq \frac{1}{2}(\Delta F)_{TH}$$

Se controla la flexión por fatiga en el patín inferior que es el que se encontrará sometido a mayores solicitaciones, y en el alma, con este propósito se determina el momento de diseño para fatiga (**LRFD 3.4.1-1**), los factores de distibución para vigas interiores determinados en la sección **4.4-1** no son aplicables para este análisis, esto debido a que incluyen los factores de prescencia múltiple, como se trató en el capítulo 3, el diseño por fatiga se lo realiza utilizando un camión único y para un solo carril cargado.

Momento de diseño por fatiga factorado:

M(II+IM) = 78,83 t-m

Esfuerzo sobre el patín inferior:

ΔF= 38,67 Mpa **<** 39,40 Mpa **$(\Delta F)n$**

Una estructura que se considerada para un Número de ciclos de carga de 75 años, equivalente a la vida infinita de la estructura, para el presente documento se seleccionó un periodo de vida de 50 años para la estructura.

Revisión a flexión:

En este control se comparará el esfuerzo del patín a un valor máximo, se asume que el esfuerzo en el alma debido a la flexión es aproximadamente el mismo que el del patín:

Se debe cumplir con la siguiente relación:

$$\frac{D}{t_w} < 0.95\sqrt{\frac{kE}{F_{yw}}}$$

(EC 4.45)

Donde:

- k : coeficiente de curvatura para almas sin rigidizadores longitudinales (LRFD 6.10.1.9.1)

$$k = \frac{9}{\left(\frac{D_c}{D}\right)^2}$$

(EC 4.46)

Donde:

- **D_c** : profundidad del alma dentro del rango elástico **(mm)**

Para secciones compuestas en flexión positiva, la profundidad del alma en compresión dentro del rango elástico, será la profundidad en que la suma algebraica de los esfuerzos en el acero, en las secciones compuestas a largo y corto plazo de las cargas muertas y vivas, más el impacto.

$$F_{yf} = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}}$$

(EC 4.47)

fc= Suma de los esfuerzos en el patín de compresión causados por las diferentes cargas, MD1, la carga permanente actuando en la sección no compuesta, MD2, la carga permanente actuando en la sección compuesta a largo plazo, las cargas producto de la superficie de rodadura y la carga viva más carga de impacto , (LL+IM), actuando en la sección compuesta a corto plazo.

k = 75,25

D_c = 553,54 mm

De la ecuación (**3.80**): 198,47 < 237,38

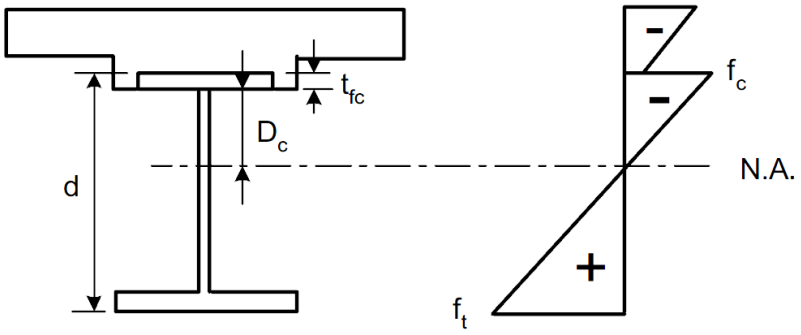


FIGURA 4.18 (D6.3.1-1) PROFUNDIDAD DEL ALMA EN COMPRESIÓN RANGO ELÁSTICO
(FUENTE: AASTHO LRFD 2010)

CHEQUEO FATIGA EN EL ALMA		
D/tw	<	**0,95*(k*E/Fyw)^{0,5}**
175,00		176,11
CHEQUEO FATIGA EN EL ALMA		
M Dc1	110,37	Mpa
Md2+Dw	18,45	Mpa
LL+IM	30,29	Mpa
fc	159,12	Mpa
M Dc1	110,37	Mpa
Md2+Dw	42,68	Mpa
LL+IM	172,80	Mpa
ft	325,85	Mpa

TABLA 4.13 CÁLCULO DE ESFUERZO SOBRE LOS PATINES

Por lo tanto los esfuerzos sobre los patines no exceden al de fluencia del alma:

$$f_c < F_{yw}$$

$$f_t < F_{yw}$$

En la región de momento positivo la carga de fatiga será tomada como el doble de la calculada bajo los parámetros de la **Tabla 3.4.1-1**, con la carga de fatiga tomada como se especifica en el artículo 3.6.1.4 (LRFD 6.10.5.3)

4.3.1-o – Diseño por Flexión – Estado Límite de Servicio. Art 6.10.4.2.2

Esta verificación se propone prevenir las deflexiones permanentes inaceptables, con cargas severas de tráfico, esperando que durante este proceso se presenten daños en la estructura:

Solicitación Mayorada para el Estado Límite de Servicio II

$$Q_i = 1.00(M_{DC} + M_{DW}) + 1.30M_{(LL+IM)}$$

(EC 4.48)

Para patines en compresión, el patín superior de secciones de acero debe cumplir la siguiente relación:

(LRFD 6.10.4.2.2)

$$f_f \leq 0.95R_hF_{yf}$$

(EC 4.49)

f_f: Esfuerzo del patín en la sección bajo consideración debido a las cargas de servicio II

R_h: factor híbrido determinado como se especifica en la sección del LRFD **6.10.1.10.1**

	Dc+Dw (t-m)	LL+IM (t-m)	Patín superior (Mpa)	
3n	73,217	137,047	210,265	
n	68,578	98,740	167,318	**0,9*Rh*Fyf**
	Dc+Dw (t-m)	**LL+IM (t-m)**	**Patín inferior (Mpa)**	327,75
3n	31,653	59,247	90,900	
n	12,022	22,503	34,525	

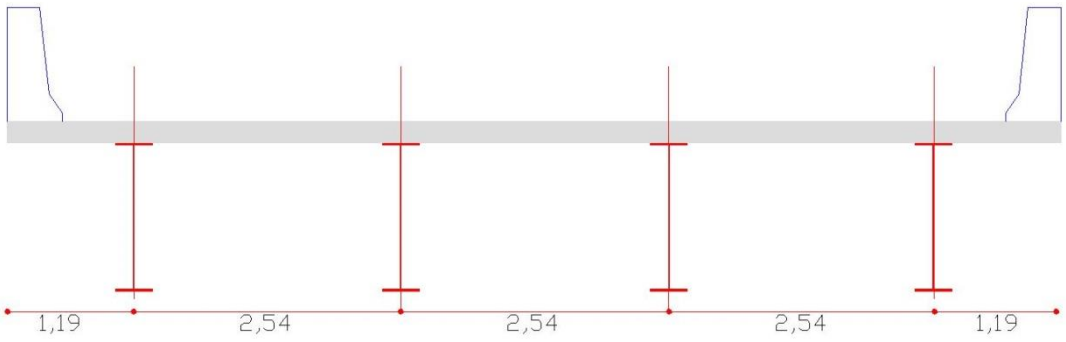
TABLA 4.14 ESFUERZOS SOBRE LOS PATINES ESTADO LÍMITE DE SERVICIO II

Como se aprecia en la última tabla el esfuerzo sobre los patines para el estado límite de Servicio II, no excede la relación expuesta en la sección **6.10.1.10.1**, por lo tanto se consideran las secciones como satisfactorias.

4.3.2 Diseño Trabes Superestructura (sección transversal tipo “B”.)

4.3.2.-a Selección sección de Diseño.

Como se Describió en la sección 4.3.1, la selección de las secciones de diseño es un conjunto de apreciaciones por parte del diseñador que se ven influenciadas por varias consideraciones, basados en experiencias previas, materiales y secciones disponibles dentro del mercado, el diseñador ira modificando las secciones preliminares que fueron utilizadas para la configuración de la sección transversal tipo “A”, las mismas fueron sometidas a las nuevas condiciones, teniendo como resultado del análisis antes expuesto, con el fin de obtener la configuración estructural más efectiva, se opta por variar la disposición estructural, reduciendo el número de vigas a utilizarse, teniendo la sección transversal tipo “B”, se modifican los diámetros de los patines así como sus espesores, conforme al desarrollo de cada uno de los acápites que conforman esta sección se justificará cada cambio realizado.



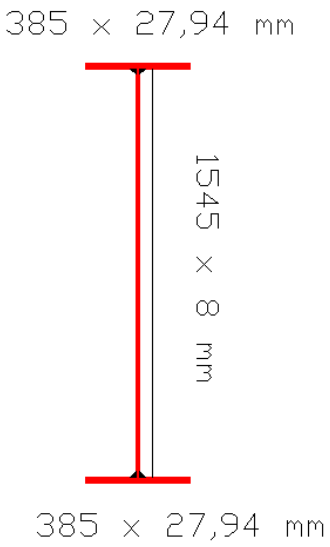


FIGURA 4-19 B VIGA DE ENSAYO (SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO B)

- Densidad del Hormigón en Tablero 2,4 t/m^3
- Espesor de Losa: 20,5 cm
- Superficie de desgaste: 1,5 cm
- Separación entre apoyos, **S:** 254 cm (2,54 m)
- Densidad capa rodadura: 2,25 t/m^3
- Longitud del Claro: 30 m
- Tensión de fluencia en acero estructural F_y acero 248 Mpa (A36)

4.3.2-b Factores de Carga:

Combinaciones y Factores de Carga.				
Estado límite	DC	DW	LL	IM
Estado límite de Resistencia I	1,25	1,50	1,75	1,75
Estado de Servicio II	1.00	1.00	1,30	1,30
Fatiga	-	-	0,75	0,75

TABLA 4-15 COMBINACIONES Y FACTORES DE CARGA

4.3.2-c Factores de resistencia:

Tipo de Resistencia	Factor de resistencia, ϕ
Flexión	ϕf=1,00
Corte	ϕv=1,00
Compresión Axial	ϕc=0,90

TABLA 4-16 FACTORES DE RESISTENCIA

4.3.2-d Propiedades de la sección de Diseño

	Propiedades Geométricas de la Sección						
	A (mm^2)	d (mm)	Axd (mm^3)	I (mm^4)	y (mm)	ay2 (mm^4)	I t (mm^4)
P. SUPERIOR	10756,9	1586,91	17070232,18	699775,4284	786,47	6653519797	6654219572
ALMA	12360	800,44	9893438,4	2458635750	0	0	2458635750
P. INFERIOR	10756,9	13,97	150273,893	699775,4284	786,47	6653519797	6654219572
TOTAL	33873,8	800,44	27113944,47	2460035301	N/A	13307039593	15767074894
	compuesta 3n						
VIGA	33873,8	800,44	27113944,47	15767074894	352,5313121	4209779159	19976854053
LOSA	21695,83333	1703,38	36956248,58	75980616,32	550,4086879	6572746715	6648727331
TOTAL	55569,63333	1152,971312	64070193,06	15843055510	N/A	10782525874	26625581384
	compuesta n						
VIGA	33873,8	800,44	27113944,47	15767074894	593,869596	11946648945	27713723839
LOSA	65087,5	1703,38	110868745,8	227941849	309,070404	6217451846	6445393695
TOTAL	98961,3	1394,309596	137982690,2	15995016743	N/A	18164100791	34159117534

SECCIÓN	**y inf viga (mm)**	**y sup viga (mm)**	**y sup losa (mm)**	**s inf viga (mm^3)**	**s sup viga (mm^3)**	**s sup losa (mm^3)**
VIGA	800,44	800,44	N/A	19698009,71	19698009,71	N/A
Con 3n	1152,971312	447,9086879	667,9086879	23093012,9	59444217,32	39864103,98
Con n	1394,309596	206,570404	426,570404	24498947,46	165363076,6	80078498,68

TABLA 4-17 PROPIEDADES GEOMÉTRICAS SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO "B"

n= 8

4.3.2-e Efectos Carga Muerta.

RESISTIDO POR:	DC	DW
Sección no Compuesta	.-VIGA DE ACERO .- LOSA HORMIGÓN .-CARGA MUERTA (SECCIONES TRANSVERSALES, RIGIDIZADORES, ETC.)	
Sección Compuesta	.-PARAPETOS DE HORMIGÓN	.- CAPA DE RODADURA

TABLA 4.18 COMPONENTES CARGA MUERTA.

	Carga Distribuida (t /m)	M(max) (t-m)	C(max) (t)	Carga Distribuida (N /mmm)	M(max) (N-mm)	C(max) (N)
Losa	1,341	150,876	20,117	13,143	1478584800,000	197345,808
Capa de Rodadura	0,290	32,661	4,355	2,845	320080005,000	42720,882
Viga	0,266	29,915	3,989	2,606	293165036,325	39128,558
Diafragmas	0,042	4,725	0,630	0,412	46305000,000	6180,300
Parapetos	0,340	38,250	5,100	3,332	374850000,000	50031,000

TABLA 4.19 EFECTOS DEBIDO A CARGAS PERMANENTE SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO "B

4.3.2-f Efectos por Carga Transitoria

$$K_g = n\left(I + Ae_g^2\right)$$

(EC 4.63)

- F'c Hormigón: 280 kg/cm^2
- Módulo de Elasticidad del Hormigón : 250998,008 kg/cm^2
- Módulo de Elasticidad Acero A36 2100000 kg/cm^2
- n :8 (Se utiliza números enteros)
- F'c Hormigón: 280 kg/cm^2
- eg: 90,29 cm

$$K_g = 3.62980E^{11}$$

Factores de distribución de Momento para carga viva (Vigas Interiores)

Un Carril Cargado

$$0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

(EC 4.64)

g= 0,46

Dos o más carriles cargados**.**

$$0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

(EC 4.65)

g= 0,66

Factores de distribución de Corte para carga viva (Vigas interiores)

Un Carril Cargado

$$0.36 + \frac{S}{7600}$$

(EC 4.66)

g= 0,69

Cortante para dos o más carriles de diseño

$$0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2.0}$$

(EC 4.67)

g= 0,85

4.3.2-g Efectos de Carga Combinados.

	Cargas Actuantes	
Estado:	Momento(t-m)	Corte (t)
Limite de resistencia I:	771,80	125,96
Servicio II	578,49	94,26

TABLA 4.20 CARGAS DE DISEÑO SECCIÓN TIPO "B"

4.3.2-h Cómputo de la capacidad a momento plástico en la sección

- Esfuerzo de fluencia del Acero: 345 Mpa

- Patín en tensión:

$$P_t = f_y * b_t * t_t$$

(EC 4.68)

- Para el Alma:

$$P_w = f_y * h_w * t_w$$

(EC 4.69)

- Patín en Compresión:

$$P_c = f_y * b_c * t_c$$

(EC 4.70)

- Para la Losa:

$$P_t = 0.85 * f'_c * b_s * t_s$$

(EC 4.71)

P_t = 378,69 t (3711130,5 N)

P_w = 435,12 t (4264200 N)

P_c = 378,69 t (3711130,5 N)

P_s = 1239,27 t (12144806,8 N)

Se utiliza el mismo proceso descrito para la sección tipo “A”, tomando como referencia la sección D6.1-1 del AASTHO LRFD, obteniendo como resultado el caso de diseño 3, donde la ubicación del eje neutro plástico se encuentra bajo Prb.

Por lo tanto:

Y = 19,72 cm, Medido desde el borde superior del Tablero.

Mp= 1081,38 t-m

4.3.2-i Determinar si la sección es Compacta o No Compacta.

Al igual que la sección de diseño tipo “A”, nuestra sección se encuentra compuesta por patines superiores e inferiores compactos, y la sección que compone el alma del trabe califica como no compacta, aunque la sección compuesta cumple con los requisitos expuestos en la sección 6.10.2.1, se procede al diseño de la sección como no compacta, esto debido a que no se garantiza que la sección alcance el momento plástico de diseño.

4.3.2-j Diseño a Flexión, estado Límite de resistencia I.

Patín en Compresión deberá satisfacer la siguiente relación:

$$f_{bu} \leq \Phi_f F_{nc}$$

(EC 4.26)

F_{nc} **= 3517,965** kg/cm^2 **(345,00 Mpa)**

$\mathbf{f_{bu}}$ **= 1599,189** kg/cm^2 **(56,821 Mpa)**

$f_{bu} < \Phi_f F_{nc}$ Por lo se considera que la sección es adecuada. (NO controla el diseño)

Patín en Tensión deberá satisfacer la siguiente relación:

$$f_{bu} + \frac{1}{3} f_l \leq \Phi_f F_{nt}$$

(EC 4.28)

f_l =Esfuerzo sobre el patín inferior, debido a la flexión lateral 6.10.1.6

F_{nt} *= Resistencia nominal a la flexión, del patín en tensión (6.10.7.2.2)*

Φ_f *= Factor de resistencia a la flexión = 1 (6.5.4.2)*

Se desprecia el valor de f_l debido a que la sección se encuentra arriostrada longitudinalmente por la losa de concreto.

f_{bu} **= 3405,49** kg/cm^2 **(334,003 Mpa)**

F_{nt} **= 3517,92** kg/cm^2 **(345,00 Mpa)**

$f_{bu} < \Phi_f F_{nt}$ Se considera la sección adecuada (Controla el Diseño)

4.3.2-k Diseño por Cortante:

De similar manera que el procedimiento descrito para la sección tipo "A", se parte por comprobar si la sección por sí sola, es capaz de soportar el corte producido por las cargas de diseño.

Se utiliza la sección 6.10.9.1

- Sin rigidizadores longitudinales

$$V_u < \varphi_V V_n$$

(EC 4.76)

Donde:

Φv= factor de resistencia al corte especificado en **6.5.4.2**

V_n = Resistencia nominal al corte (**6.10.9.2**)

$$V_n = V_{cr} = V_{vp}$$

(EC 4.78)

El valor de **C** se lo obtiene de la relación (**6.10.9.3.2-4**)

$$\frac{D}{t_w} > 1.40\sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}; C = \frac{1.57}{\frac{D}{t_w}} * \frac{Ek}{F_{yw}}$$

(EC 4.79)

C = 0, 15

$$V_p = 0.58 F_{yw} D_{tw}$$

(EC 4.32)

V_p = 252,37 t

CV_p = 37,86 t

V_u = 125,96 t

La sección no soporta las solicitudes al cortante, por lo tanto se requiere de rigidizadores transversales.

4.3.2-L Diseño Rigidizadores Transversales Intermedios

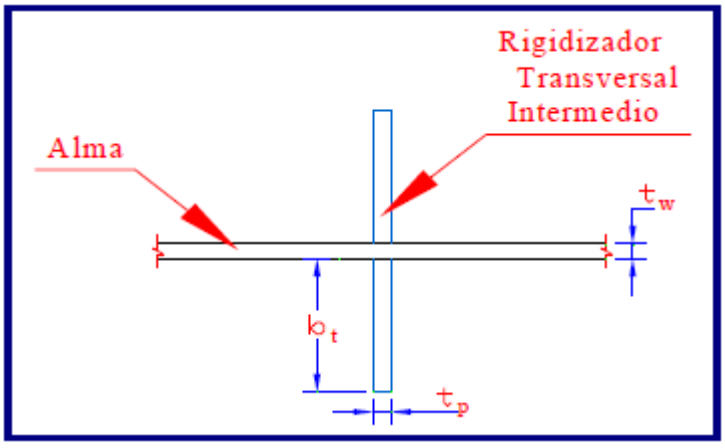


Fig. 4.21 Rigidizadores Transversales Intermedios

- Ancho Proyectado (b_t) : 141 mm (asumido)
- Espesor Proyectado (t_p) : 15,24 mm (asumido)
- Separación entre Rigidizadores (d_o)

Max (3D): 2500 mm , se recomienda se enmarque en la siguiente relación.

$$d_o \leq 2.5\left(\frac{260}{\frac{D}{t_w}}D\right)^2$$

(EC 4.81)

Separación entre rigidizadores Asumida (d_o) : 2500mm

Primer Chequeo (ancho proyectado) Art.6.10.11.1.2

$$b_t \geq 50 + \frac{D}{30}$$

EC 4.82)

bt ≥ 96,25 mm

$$16t_p \geq b_t \geq \frac{b_f}{4}$$

(EC 4.83)

243,84 ≥ 141 ≥ 96,25 mm

Segundo Control (Inercia Rigidizador) Art.6.10.11.1.3

$$I_t \geq bt_w^3 J$$

(EC 4.84)

Para pares de Rigidizadores:

$$I_t = \frac{t_p(2b_t + t_w)^3}{12}$$

(EC 4.85)

I_t = 30974030 mm^4 (3097,4030 cm^4)

Parámetro de rigidez a la flexión:

$$J = 2.5\left(\frac{D}{\frac{d_0}{D}}\right)^2 - 2.0 \geq 0.5$$

(EC 4.86)

J= - 1,045 ► J= 0,5

$d_o * t_w^3 * j$= 640000 mm^4

$I_t > d_o * t_w^3 * j$

Tercer Control (Área Rigidizador Transversal) Art.6.10.11.1.4

$$As > \frac{p.15B * D(1-C)(V_u)}{t_w(\varphi_v V_n)} - 18\frac{(F_{yw} * t_w^2)}{F_{crs}}$$

(EC 4.87)

As= 4281,35 mm^2 (requerido)

As (sección) = 2 x b_t x t_p

As (sección) = 4297,68 mm^2

Se determina la capacidad nominal al corte de la sección incluyendo los rigidizadores transversales:

$$V_n = V_p * \frac{0,87 * (1-c)}{\sqrt{1 + \left(\frac{do}{D}\right)\text{^}2}}$$

V_p = 252,37 t

V_n = 147,13 t

V_u = 125,96 t

Este control se lo realiza en el apoyo donde el corte es máximo, conforme la distancia desde los rigidizadores a los apoyos de la estructura se incremente, disminuirá el esfuerzo al cortante, pudiendo obtenerse rigidizadores de menor espesor para el centro del claro.

4.4.2-m Diseño Rigidizadores Transversales en los Apoyos Art 6.10.11.2

- Ancho Proyectado(b_t): deberá satisfacer:

$$b_t \leq 0.48 t_p \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$$

(EC 4.88)

- Ancho Proyectado (b_t) : 200 mm (asumido)

- Espesor Proyectado (t_p) : 19,05 mm (asumido)

Control Pandeo Local**:**

$$\frac{b_t}{t_p} \leq 13.83\ mm$$

Resistencia en el Apoyo:

$$(R_{sb})_n = 1.4 A_{pn} F_{ys}$$

(EC 4.89)

$(R_{sb})_n$ = 229,23 t > **Vu** =125,96 t

Resistencia axial:

- **As (sección) =** 14152,25 mm^2

- I_t = 36522640 mm^4 (11681, 840cm^4)

- **P_n** = 177,43 t

- **P_r** =Φ **P_n**

- **P_r**=177,43 t > **Vu** = 127,86 t

Como se aprecia el control a la resistencia en el apoyo es el que domina el diseño, donde $\mathbf{A_{pn}}$, es el área en contacto del Rigidizador con el patín, con lo que comprueba que el mayor corte se encuentra en la zona de los apoyos.

4.3.2-n Diseño Por Flexión – Estado Límite de Fatiga. Art 6.6.1.2

Se comprobará la fatiga para conexiones soldadas de patines y alma, en nuestra sección se tiene detalles de categoría tipo C según AASTHO **LRFD 6.6.1.2.3-1**, para las consideraciones de la carga de fatiga inducida cada detalle deberá satisfacer:

$$\boldsymbol{y}(\Delta \boldsymbol{f}) < (\Delta \boldsymbol{f})\boldsymbol{n}$$

(EC 4.90)

La resistencia nominal a la fatiga en el patín, será calculada estableciendo el esfuerzo sobre el patín inferior para un determinado ciclo de cargas.

$$(\Delta \boldsymbol{F})_{\boldsymbol{n}} = \left(\frac{\boldsymbol{A}}{\boldsymbol{N}}\right)^{\frac{\mathbf{1}}{\mathbf{3}}} \geq \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{2}}(\Delta \boldsymbol{F})_{\boldsymbol{TH}}$$

(EC 4.91)

$$\boldsymbol{N} = (\mathbf{365})(\mathbf{50})\boldsymbol{n}(\boldsymbol{ADTT})_{\boldsymbol{SL}}$$

(EC 4.92)

Se procede a realizar el diseño para una vida útil de 50 años de la estructura

$(ADTT)_{SL}$: Hace referencia al número de camiones al que se someterá a la estructura, tomando un porcentaje del tráfico diario previsto de acuerdo a las características del proyecto.

_ CATEGORÍA	UMBRAL (MPa)
A	165.0
B	110.0
B′	82.7
C	69.0
C′	82.7
D	48.3
E′	31.0
E′	17.9
M 164M (A 325M) PERNOS EN TENSIÓN AXIAL	214.0
M 253M (A 490M) PERNOS EN TENSIÓN AXIAL	262.0

TABLA 4.22 (6.6.2.1.5.3) UMBRAL DE FATIGA (AMPLITUD CONSTANTE)

- **γ : (LRFD 3.4.1-1)**
- **(ADTT)SL = 1275 Camiones**
- **n= 1 LRFD 6.6.1.2.5-1**
- **A = 1,44 E ^{12} Mpa (LRFD 6.6.1.2.5-1)**
- **$(\Delta F)_{TH}$= 69 Mpa (Categoría de diseño C)(LRFD 6.6.1.2.5-3)**

$$\boldsymbol{N} = 22542500\ ciclos\ (50\ años)$$

$$(\boldsymbol{\Delta F})\mathbf{n} = 39{,}40\ Mpa$$

$$½\ (\boldsymbol{\Delta F})\mathbf{TH} = 34.55\ Mpa$$

$$(\Delta \boldsymbol{F})_{\boldsymbol{n}} \geq \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{2}} (\Delta \boldsymbol{F})_{\boldsymbol{TH}}$$

Se procede a determinar la solicitación debido a sobrecarga Viva, para la misma se aplica el factor de carga “g”, exclusivo para uso en fatiga, y se le aplica el incremento dinámico del 15 %, (AASTHO 3.4.1-1).

Momento de diseño por fatiga factorado:

M(II+IM) = 128,286 t-m

Esfuerzo sobre el patín inferior:

ΔF= 38,45 Mpa **<** 39,40 Mpa **(½ $(\Delta F)_{TH}$)**

Por consiguiente la sección se considera satisfactoria para las solicitaciones debido a fatiga.

Revisión a flexión:

En este control se comparará el esfuerzo del patín a un valor máximo, se asume que el esfuerzo en el alma debido a la flexión es aproximadamente el mismo que el del patín:

Se debe cumplir con la siguiente relación:

$$\frac{D}{t_w} \leq 0.95\sqrt{\frac{kE}{F_{yw}}}$$

(EC 4.93)

Donde:

- k : coeficiente de curvatura para almas sin rigidizadores longitudinales (LRFD 6.10.1.9.1)

$$k = \frac{9}{\left(\frac{D_c}{D}\right)^2}$$

(EC 4.94)

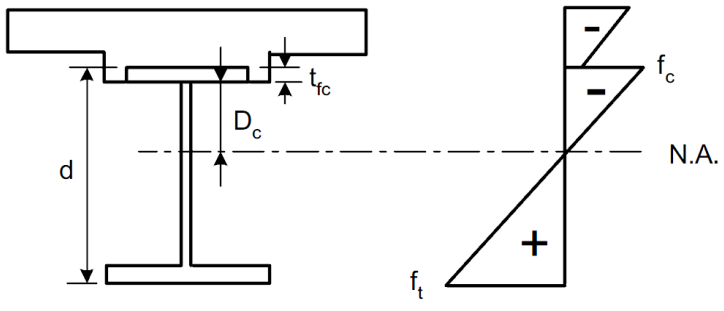
Donde:

D_c : profundidad del alma dentro del rango elástico **(mm)**

k = 60,23

D_c = 597,24 mm

Se procede a revisar los esfuerzos en el alma debido a la carga de fatiga.



CHEQUEO FATIGA EN EL ALMA		
D/tw	<	**0,95*(k*E/Fyw)^{0,5}**
193,13		180,13
CHEQUEO FATIGA EN EL ALMA		
M Dc1	115,37	Mpa
Md2+Dw	15,20	Mpa
LL+IM	25,69	Mpa
fc	156,26	Mpa (sobre el patín en compresión)
M Dc1	115,37	Mpa
Md2+Dw	39,12	Mpa
LL+IM	173,42	Mpa
ft	327,91	Mpa (sobre el patín en tensión)

TABLA 4.23 CÁLCULO DE ESFUERZO SOBRE LOS PATINES ESTADO LÍMITE DE FATIGA

Al no cumplirse los requerimientos de la ecuación 4,93 el valor del esfuerzo en el patín en tensión ,

f_{cf}, deberá ser menor que :

$$f_{cf} \leq 0.90 * k * E * \left(\frac{tw}{D}\right)^2$$

f_{cf} = 2032,30 kg/cm^2 (199,30 Mpa) < 3051,91 kg/cm^2 (299,30 Mpa)

Las cargas que hacen referencia a **DC1**, son aquellas permanentes que actúan en la sección no compuesta (cubierta de hormigón, vigas y diafragmas o marcos

transversales), las cargas denominadas como **DC2** son aquellas cargas permanentes que actúan sobre la sección compuesta, a largo plazo (barandas, parapetos, capa de rodadura.). Para determinar los esfuerzos sobre los patines, se debe utilizar los momentos máximos multiplicados por sus respectivos factores de carga, la sumatoria de estas acciones divididas para el módulo de sección correspondiente.

DC1: Módulo de sección únicamente de la sección no compuesta

DC2: Módulo de sección haciendo referencia a la sección compuesta a largo plazo (3n)

LL+IM: Módulo de sección correspondiente a la sección compuesta a corto plazo (n)

Por lo tanto. Los esfuerzos sobre los patines no exceden al de fluencia del alma:

$$f_c < F_{yw}$$

$$f_t < F_{yw}$$

En la región de momento positivo la carga de fatiga será tomada como el doble de la calculada bajo los parámetros de la Tabla 3.4.1-1, con la carga de fatiga tomada como se especifica en el artículo 3.6.1.4 (LRFD 6.10.5.3)

4.3.2-O – Diseño por Flexión – Estado Límite de Servicio. Art 6.10.4.2.2

Esta verificación se propone prevenir las deflexiones permanentes inaceptables, con cargas severas de tráfico, esperando que durante este proceso se presenten daños en la estructura:

Solicitación Mayorada para el Estado Límite de Servicio II

$$Q_i = 1.00(M_{DC} + M_{DW}) + 1.30M_{(LL+IM)}$$

(EC 4.95)

Para patines en compresión, el patín superior de secciones de acero debe cumplir la siguiente relación:

$$f_f \leq 0.95 R_h F_{yf}$$

(EC 4.96)

Donde:

f_f: Esfuerzo del patín en la sección bajo consideración debido a las cargas de servicio II

R_h: factor híbrido determinado como se especifica en la sección del LRFD **6.10.1.10.1**

	Dc+Dw (Mpa)	LL+IM (Mpa)	Patín superior (Mpa)		
3n	76,72	136,67	213,39		
n	72,32	99,10	171,42		0,9*Rh*fyf
	Dc+Dw (Mpa)	LL+IM (Mpa)	Patín inferior (Mpa)	<	327,75
3n	29,81	53,09	82,90		
n	10,71	19,09	29,80		

FIGURA 4.24 ESFUERZOS SOBRE LOS PATINES ESTADO LÍMITE DE SERVICIO II

Como se aprecia en la última tabla el esfuerzo sobre los patines para el estado límite de Servicio II, no excede la relación expuesta en la sección 6.10.1.10.1, por lo tanto se consideran las secciones como satisfactorias.

4.3.2. O Diseño a Flexión, Estabilidad Constructiva (6.10.3)

La revisión comienza con la revisión para secciones no compactas, en el ala trabajando a compresión, revisión por esbeltez.

$$\frac{b_f}{2 * t_f} \leq 12.0$$

(EC 4.97)

$6.88 < 12$

Revisión Disposición de Arriostramiento:

$$L_b < 1.2 L_p \sqrt{\frac{C_b R_b}{\frac{f_{bu}}{F_{yc}}}}$$

(EC 4.98)

L_b : Longitud sin arriostramiento (mm)

D_c= 977,5 mm

b_c= 385 mm

L_p = 4248 mm

Este será el límite para alcanzar la resistencia Nominal a la Flexión, para el diseño de diafragmas y arriostramiento laterales se lo debe realizar utilizando la porción de carga horizontal que estos tomarán, teniendo en cuenta si el comportamiento del tablero será de un diafragma, transmitiendo las cargas laterales hacia los apoyos, esta será decisión del diseñador haciendo uso de su buen juicio para este tipo de estructuras, para el presente diseño se opta por la separación obtenida entre diafragmas transversales.

El presente documento hace referencia al diseño de la superestructura de un puente, por dicho motivo el diseño de los diafragmas y arriostramiento laterales se lo realizará tomando en cuenta únicamente la carga de viento impuesta, este proceso se adjunta a este documento en la sección de anexos, a continuación se presenta los planos definitivos de la sección de acero.

CAPITULO 5 DISEÑO SUPERESTRUCTURA CON ELEMENTOS PRESFORZADOS.

Similar al proceso expuesto en el capítulo anterior, se procede al diseño de la superestructura con las secciones transversales tipo A y B, así mismo el capítulo 3 abarca los conceptos y parámetros de diseño utilizados, en el presente capítulo se desarrolla el proceso matemático haciendo referencia a conceptos donde se considere necesario**.**

5.1 ESTRUCTURA BASE

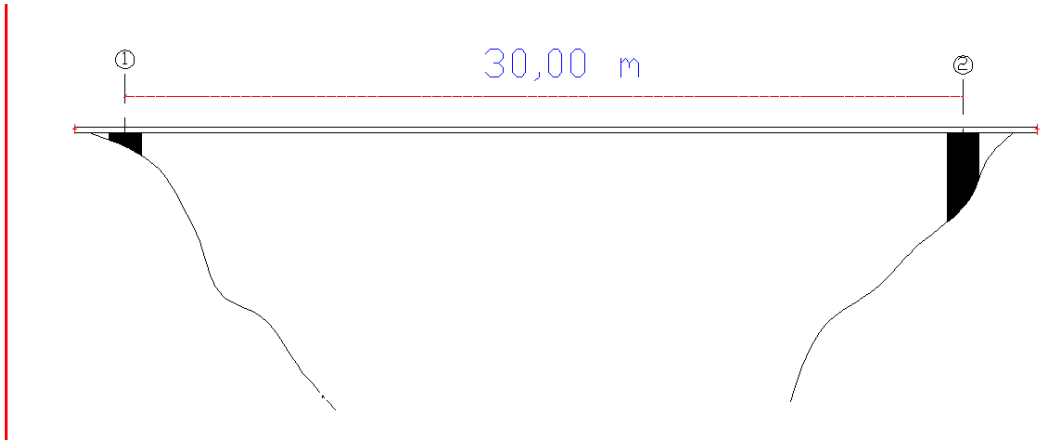


FIGURA 5.1 ESTRUCTURA BASE DE DISEÑO.

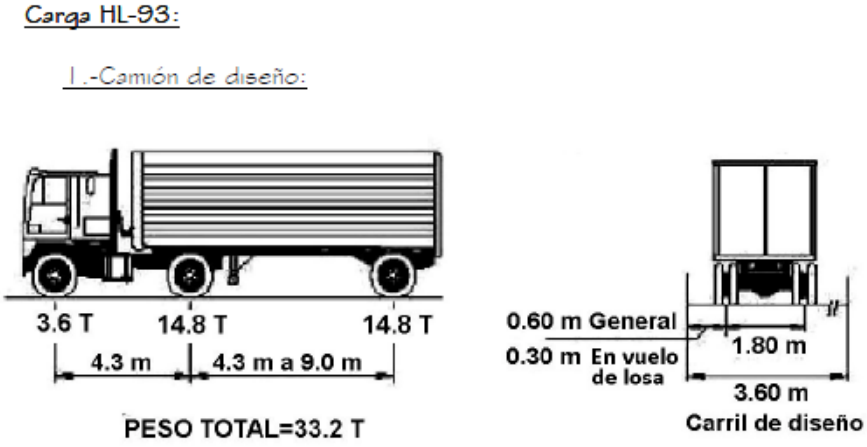
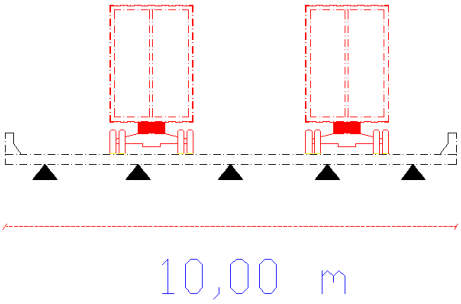


FIGURA 5.2 CAMIÓN DE DISEÑO HL-93 (FUENTE: AASTHO LRFD 2010)



5.2 SECCIONES DE ANÁLISIS:

A)

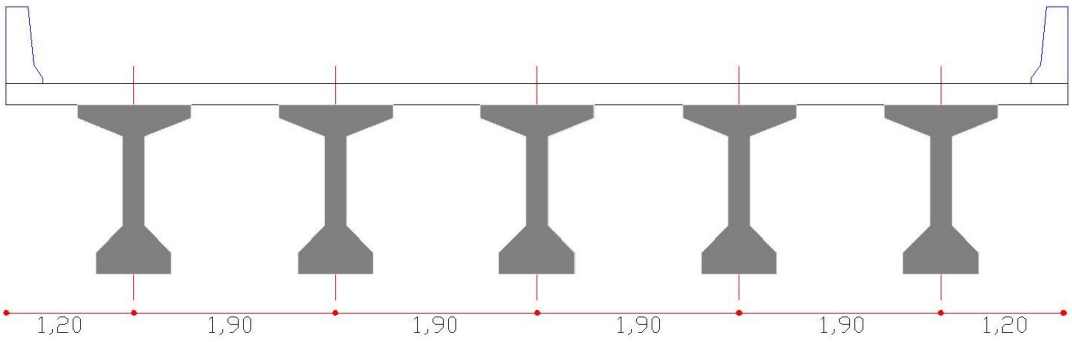


FIGURA 5.3 SECCIÓN TRANSVERSAL DE DISEÑO TIPO "A"

Espaciamiento tomado en relación a experiencia previa en el desarrollo de este tipo de estructuras.

B)

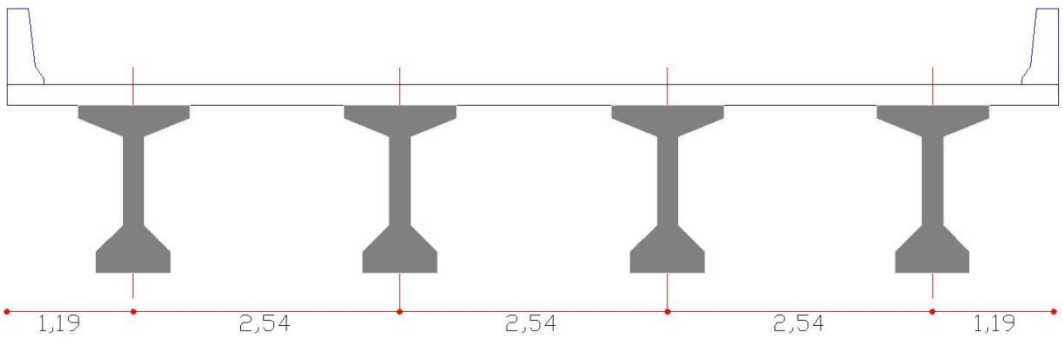


FIGURA 5.4 SECCIÓN TRANSVERSAL DE DISEÑO TIPO "B"

5.3 DISEÑO DE LOSA.

5.3.1 DISEÑO LOSA SECCIÓN DE DISEÑO TIPO “A”

Los principios de diseño de una losa bajo los procedimientos aproximados que describe el AASTHO, se basan en la premisa que los apoyos son infinitamente rígidos, y estos son independientes del material que están conformados, el proceso descrito en el capítulo 4 para el diseño de la losa sobre elementos metálicos se repite, se nota una diferenciación en el procedimiento expuesto, que los momento de diseño por sobrecarga, para elementos de soporte metálicos pueden ser tomados a ¼ (un cuarto) del ala superior, del eje de apoyo, mientras que para el diseño de elementos presforzados pueden ser tomado a **1/3** (un tercio) AASTHO LRFD **4.6.2.1.6.** Para el presente diseño utilizando elementos presforzados, el tercio del ala superior es de 355 mm, se toma el momento ubicado a 300 mm del apoyo por ser el más crítico.

		MOMENTO NEGATIVO						
S m	Momento Positivo	Distancia desde el eje de la viga hasta la sección de diseño para momento Negativo						
		0,0 m	0,075 m	0,150 m	0,225 m	0,300 m	0,450 m	0,600 m
1,900	2,269	2,352	2,029	1,705	1,406	1,136	0,679	0,523

TABLA 5.1 MÁXIMOS MOMENTOS POR SOBRECARGA POR UNIDAD DE ANCHO, t-m/m
(FUENTE: AASTHO LRFD 2010)

M + (LL+IM): Momento Positivo producido debido a los efectos de Carga Viva.

M - (LL+IM): Momento Negativo producido debido a los efectos de Carga Viva.

M + (LL+IM): (2,269 t-m/m) (**22240** N.mm/mm)

M - (LL+IM): (1,136 t-m/m) (**19460** N.mm/mm)

Como se aprecia se reduce de manera considerable el momento negativo de diseño. Esto se ve reflejado en la disminución de acero utilizado, se optó por mantener el diámetro de acero en la sección pero se modificó el espaciamiento entre los mismos, el

procedimiento de cálculo es similar al del capítulo anterior por este motivo se optó por adjuntar los cálculos realizados en las hojas de cálculo, como se aprecia en ellas el diseño de los volados y la sección de diseño positivo no se modifica, se ampliará en el capítulo 7 el análisis de las dos alternativas, se adjuntan los planos de diseño de cada sección.

5.3.2 DISEÑO LOSA SECCIÓN DE DISEÑO TIPO “B”

Se realiza el mismo procedimiento descrito que se desarrolló para la sección tipo “A”, hay que hacer hincapié en la disminución del momento negativo de diseño para elementos prefabricados de tipo presforzado, esto obedece a que el patín superior de la viga tipo AASTHO tiene una medida de 106 cm, en relación al patín superior de las secciones metálicas que disponen de 35 cm de sección, esto se refleja en que los ejes donde se consideran los momentos varían de manera ostensible, el diseño de las losas de hormigón descritas en AASTHO LRFD, se basa en que sus apoyos son infinitamente rígidos, por tanto el material utilizado como soportes longitudinales del puente, no influye de manera determinante en el diseño de la losa, a excepción de la consideración descrita en la sección **4.6.2.1.6** del AASTHO LRFD.

Se similar manera se utiliza la tabla A4-1 del AASTHO LRFD, para determinar las solicitaciones sobre losas multiviga, como se hizo mención se realizó también el procedimiento analítico para determinación de solicitaciones y se comprobó que son menores que las presentadas en esta sección, por dicho motivo se escogió la que producía mayores solicitaciones, el procedimiento antes descrito se adjunta a este documento.

S	Momento	MOMENTO NEGATIVO Distancia desde el eje de la viga hasta la sección de diseño para momento Negativo						
m	positivo	0,0 m	0,075 m	0,150 m	0,225 m	0,300 m	0,450 m	0,600 m
2,600	2,778	3,084	2,701	2,319	1,937	1,680	1,394	1,212

TABLA A4-1 MÁXIMOS MOMENTOS POR SOBRECARGA POR UNIDAD DE ANCHO (t-m/m)
(FUENTE AASTHO LRFD 2010)

- S : Espaciamiento entre apoyos longitudinales
- La sección de diseño se tomara a un cuarto de la longitud del patín. (Fig. 4-4.)

M + (LL+IM): Momento Positivo producido debido a los efectos de Carga Viva.

M - (LL+IM): Momento Negativo producido debido a los efectos de Carga Viva.

M + (LL+IM): (2,778 t-m/m) (**22240** N.mm/mm)

M - (LL+IM): (1,680 t-m/m) (**16460** N.mm/mm)

Como se mencionó con anterioridad se produce una disminución en el acero de refuerzo negativo, los efectos de dicha disminución se encuentra ampliada en el capítulo 7 que abarca las conclusiones obtenidas con el presente análisis.

5.4. DISEÑO TRABES CENTRALES CON ELEMENTOS PRESFORZADOS SECCIÓN TIPO “A”

5.4.-a Información Inicial:

- Trabes tipo AASTHO V
- Área de la Sección: 6535 cm^2
- Momento de Inercia Trabe (Sección no compuesta) :2252,186 cm^4
- Espesor de losa : 20,5 cm
- Vano de estructura: (30 m)
- Espaciamiento entre Apoyos: 190 cm (1,90 m)

- Módulo Elasticidad hormigón Trabes: 280624,304 kg/cm^2
- Módulo de Elasticidad Losa hormigón: 250998,008 Kg/cm^2
- Centro de Gravedad desde borde superior del trabe: 78,82 cm

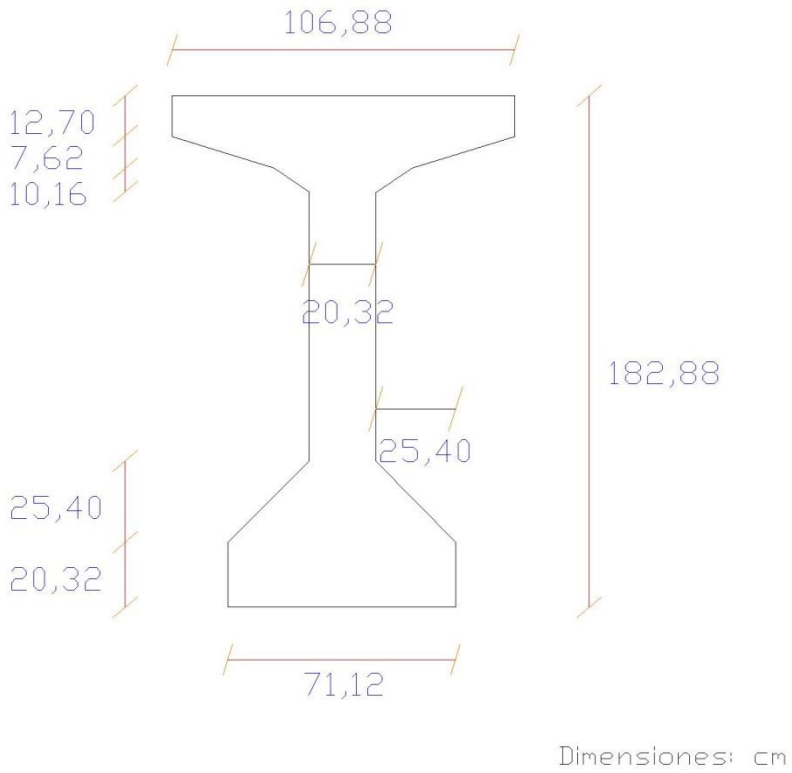


FIGURA 5.5 SECCIÓN DE DISEÑO TRABE TIPO AASTHO LRFD VI
(FUENTE AASTHO LRFD 2010)

5.4.-b Relación Modular entre Viga y Losa. (S.4.6.2.2.1-2)

n=*E*(viga)/*E*(losa) ► n= 1,12

(EC 5.1)

5.4.-c Cálculo distancia desde el centro de gravedad de la trabe no compuesto hasta centro de gravedad de la losa (S.4.6.2.2.1-1)

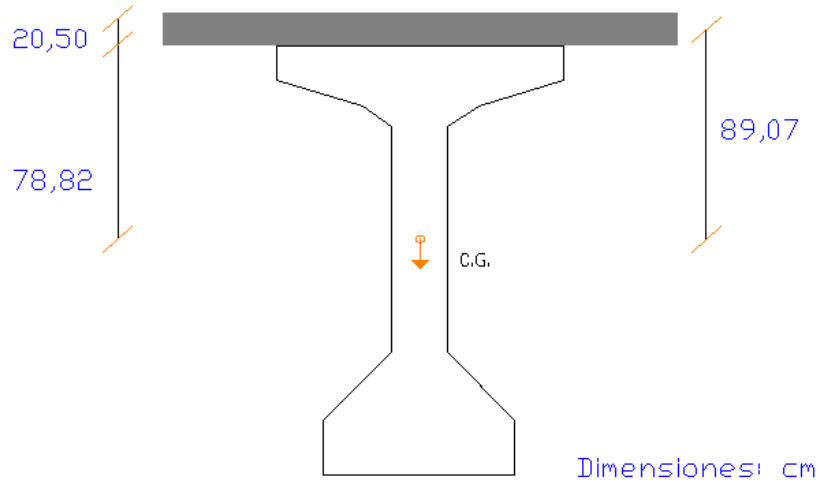


FIGURA 5.6 CÁLCULO PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA SECCIÓN

$e_g = (y + ts/2)$ $e_g = 89,07\ cm$

5.4-d Cálculo del parámetro de rigidez longitudinal (4.6.2.2.1-1)

$$K_g = n(I + Ae_g^2)$$

(EC 5.2)

- f'c Hormigón: 280 kg/cm^2
- Módulo de Elasticidad Acero A36 2100000 kg/cm^2

K_g= 8,3145 E^{11}

5.4.-e Parámetros de distribución para Momento en vigas Interiores (S.4.6.2.2.2b-1)

Factores de distribución de Momento para carga viva (Vigas Interiores)

Un Carril Cargado

$$0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

(EC 5.3)

g= 0,41

Dos o más carriles cargados**.**

$$0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

(EC 5.4)

g= 0,58

Se selecciona el que produzca mayores solicitaciones sobre la estructura: g= 0,58

5.4-f Parámetros de distribución para Corte en vigas Interiores (S.4.6.2.2.3c-1)

Un Carril Cargado

$$0.36 + \frac{S}{7600}$$

(EC 5.5)

g= 0,61

Cortante para dos o más carriles de diseño

$$0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2.0}$$

(EC 5.6)

g= 0,76

Se selecciona el que produzca mayores solicitaciones sobre la estructura: g = 0,76

5.4 -g Parámetros de distribución para vigas Exteriores (S.4.6.2.2.2b-1)

El procedimiento para el cálculo del factor de distribución para momento y corte, en vigas exteriores se adjunta a este documento en la sección de anexos, como se verá más adelante el diseño de la viga exterior no gobierna este diseño, se ampliará este tema en el capítulo 7.

5.4.-h Solicitaciones producidas en vigas Interiores

- Densidad del Tablero: 2,4 t/m^3
- Densidad Viga : 2,4 t /m^3
- Densidad Capa de Rodadura: 2,25 t/m^3
- Densidad Parapeto: 2,4 t/m^3
- Densidad Diafragma : 2,4 t/m^3

Solicitaciones Producidas por carga estática

Elemento	Unidades	Densidad (t/m^3)	Dw (t/m/viga)
Tablero	t/m/viga	2,40	0,93
Viga	t/m/viga	2,40	1,57
Capa de rodadura	t/m/viga	2,25	0,21
Parapeto	t/m/viga	2,40	0,34
Diafragma	t/viga	2,40	1,17

TABLA 5.2 SOLICITACIONES POR ELEMENTOS ESTÁTICOS

Las cargas permanentes se distribuyen a las vigas mediante la asignación a cada uno de los elementos, dentro de la mitad de la distancia entre vigas adyacentes, esto incluye el peso propio de la viga, las cargas debido a peso propio de aceras bordillos, paredes y barreras pueden ser distribuidas por igual hacia todas las vigas.

Elementos	Dw	Mo	Unidades	Ubicación
Tablero	0,93	105,17	t.-m	x=15
Viga	1,57	176,45	t.-m	x=15
Capa de Rodadura	0,21	24,05	t.-m	x=15
Parapeto	0,34	37,80	t.-m	x=15
Diafragma	1,17	8,77	t.-m	x=15

TABLA 5.3 MOMENTOS DE DISEÑO PARA ELEMENTOS ESTÁTICOS

Se obtiene las siguientes solicitaciones a corte:

Elemento	Corte	Unidades	Ubicación
Tablero	14,022	t	apoyo
viga	23,526	t	apoyo
Capa de Rodadura	3,206	t	apoyo
Parapeto	5,04	t	apoyo

TABLA 5.4 VALORES DE DISEÑO PARA CORTE:

5.4.-i Efectos Producidos Carga Viva

Como se amplió en el capítulo 2 el camión de diseño será el HL-93, mediante la utilización del teorema de Barré, se calculan las solicitaciones tanto para momento como para corte, este análisis se adjunta a este documento en la sección de Anexos, teniendo como resultado:

Momento debido a sobrecarga vehicular, incluyendo el incremento por carga dinámica: 387 t-m, en la ubicación de momento máximo descrita en el teorema de Barré, y para Corte: 54,36 t, en el apoyo.

5.4. j Estados Límites Aplicables:

Servicio I:

$$Q_i = 1.00_{(LL+IM)}$$

(EC 5.7)

Servicio III:

$$Q_i = 1.00_{(DC+DW)} + 0.80_{(LL+IM)}$$

(EC 5.8)

Resistencia I:

$$Q_i = 1.25_{DC} + 1.5_{DW} + 1.75_{(LL+IM)}$$

(EC 5.9)

Más adelante se comprobará el estado interno de la sección para cada Estado Límite Aplicable.

5.4.-k Esfuerzos Permisibles:

Esfuerzos permisibles durante la Transferencia:

- Fibra superior: f_{ti} =0,25 x √(f´ci) : f_{ti} = 14 kg/cm^2

(EC 5.10)

- Fibra Inferior : f_{ci} = - 0,60 x f´ci : f_{ti} = - 168 kg/cm^2

(EC 5.11)

Esfuerzos permisibles Aplicadas Cargas de Servicio (S.5.9.4.1.1):

Fibra superior:

- Caso 1. Carga Total

f_{cs} = - 0,60 x ϕw x f´c ► f_{cs} = -210 Kg/cm^2

- Caso 2. Sobrecarga y Semisuma de presforzado + Cargas permanentes

f_{cs} = - 0,40 x f´c ► f_{cs} = -140 Kg/cm^2

Fibra Inferior:

f_{ts} **= 0** (Considerando que no exista tracción en el hormigón)

5.4.-L Pérdidas en el Presfuerzo (S5.9.5)

Se pueden diferenciar dos tipos de pérdidas, aquellas que son instantáneas y aquellas que ocurren en el transcurso del tiempo, de donde:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2}$$

(EC 5.12)

Fuerza Inicial en el Presfuerzo (S5.4.4.1-1).

$f_{pt} + \Delta f_{pES}$ = 0,75 x f_{pU} : 0,75 x 1860 Mpa = 1395 Mpa (14224,53 kg/cm^2)

Pérdidas Instantáneas Pérdidas por Fricción (S5.9.5.2)

.- Al no utilizar aparatos de sujeción para los modelos, se desprecia las pérdidas por fricción sobre los mismos.

Pérdidas por Acortamiento Elástico (S5.9.5.2.3)

Se toman como el esfuerzo en el hormigón en el centroide del acero de presfuerzo en la transferencia, f_{cgp}, multiplicado por la relación entre el módulo de elasticidad del acero de presfuerzo y el hormigón en la transferencia.

$$\Delta f_{pES} = \frac{A_{ps} f_{pbt}\left(I_g + c_m^2 A_g\right) - e_m M_g A_g}{A_{ps}\left(I_g + e_m^2 A_s\right) + \frac{A_g I_g E_{ci}}{E_p}}$$

(EC 5.13)

Δf_{pES} = 102,82 Mpa (1048,43 kg/cm^2)

Pérdidas por Contracción (S5.9.5.4.2)

$$\Delta f_{pRS} = (117 - 1.03H)\ (MPa)$$

(EC 5.14)

Humedad Asumida: 90% (Oriente)

ΔfpSR = 24,3 Mpa (247,78 kg/cm^2)

Pérdidas debido a la Fluencia en el Hormigón**.**

Se determina en relación del esfuerzo del hormigón en la zona del centroide del acero de presfuerzo, ***fcgp***

$$\Delta f_{pCR} = 12.0 f_{cgp} - 7.0 \Delta f_{cdp} \geq 0$$

(EC 5.16)

Donde:

$$f_{cgp} = \frac{\frac{A_{ps}(0.75 f_{pu})}{A_g}\left(1 + \frac{e_c^2 A_g}{I_g}\right) - \frac{M_g e_c}{I_g}}{1 + \frac{A_{ps}}{A_g}\left(\frac{E_p}{e_{ci}}\right)\left(1 + \frac{e_c^2 A_g}{I_g}\right)}$$

(EC 5.17)

ΔfpCR = 88,61 Mpa (903,53 kg/cm^2)

Pérdidas por Relajación (S5.9.5.4.4c)

Después de la Transferencia:

Se prevé que la transferencia se realice en 24 horas.

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0.4 \Delta f_{pES} - 0.2\left(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}\right)\ (MPa)$$

(EC 5.18)

ΔfpR2 = 74,28 Mpa (757,41 kg/cm^2)

Al utilizar acero de baja relajación, se considera el 30% del valor antes calculado (ASTM A 416 – E 328)

***Δf**pR2* =** 22,28 Mpa (227,18 kg/cm^2)

Por lo tanto las pérdidas globales del presente sistema:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2}$$

(EC 5.19)

***Δf**pES* = 102,82 Mpa** (1048,43 kg/cm^2)

***Δf**pSR* = 24,3 Mpa** (247,78 kg/cm^2)

***Δf**pCR* = 88,61 Mpa** (903,53 kg/cm^2)

***Δf**pR2* = 22,28 Mpa** (227,18 kg/cm^2)

***Δf**pT* = 252,33 Mpa** (2572,95 kg/cm^2) ► Pérdidas del 18 %

5.4.-m Fuerza Inicial de Presfuerzo y Determinación Número de Torones (Estimación):

Se utiliza la siguiente expresión para aproximar la fuerza inicial de presfuerzo, se utiliza la excentricidad máxima a fin de simular el mejor desempeño de la sección en la mitad del claro.

(Fuente: Manual de estructuras prefabricadas anippac)

$$P = \frac{\left(\frac{M_1}{S_{ic}} + \frac{M_2}{S_{ic}} - fp^{+}\right)}{\left(\frac{1}{A_{ss}} + \frac{e}{S_{is}}\right)}$$

Fuente: Manual de estructuras prefabricadas ANNIPAC

Donde

f_p= 1,6 √(f'c) = 29,93 kg/cm2

P= 363, 97 t

Donde el Número de cables requerido para la fuerza Inicial es de 31 Cables.

Se procedió al diseño utilizando inicialmente el número de cables obtenido por dicha aproximación, al no cumplir con los requerimientos en la sección, se procedió a un proceso de iteración en el número de cables, teniendo como resultado 42 cables de 0,98 cm^2 de sección transversal, se ampliará en el capítulo 7 los resultados obtenidos a priori**.**

5.4.-n Comprobación de Esfuerzos en el Centro de la Luz.

Estado de Servicio I

.- Condiciones Iniciales

Fibra Superior:

$$-\frac{P1}{A}+\frac{P1e}{S1}-\frac{Mo}{S1}\leq fti,$$

(EC 5.20)

- 67,544 kg/cm^2 < f_{ti} =13,39 kg/cm^2 (S5.9.4.1)

Fibra Inferior:

$$-\frac{P1}{A}-\frac{P1e}{S2}+\frac{Mo}{S2}\leq fci,$$

(EC 5.21)

-122,77 kg/cm^2 (S5.9.4.1) < f_{ci}=-168 kg/cm^2

.- Condiciones Finales (Después de experimentar totas las Pérdidas)

Fibra Superior Caso 1 Carga Total:

$$-\frac{\boldsymbol{R\,P1}}{\boldsymbol{A}}-\frac{\mathbf{R\,P1e}}{\boldsymbol{S1}}+\frac{\mathbf{Mt}}{\boldsymbol{S1}}\leq \boldsymbol{fcs},$$

(EC 5.22)

-146,115 kg/cm^2 (S5.9.4.1) < $\boldsymbol{f_{cs}}$=- 210 kg/cm^2

Fibra Superior Caso 2 Sobrecarga y Semisuma de presforzado + cargas permanentes:

$$-\frac{\boldsymbol{Ml}}{\boldsymbol{S1}}+\frac{\mathbf{1}}{\mathbf{2}}\left(\frac{\mathbf{R\,P1e}}{\boldsymbol{S1}}-\frac{\mathbf{M(pp+esf)}}{\boldsymbol{S1}}-\frac{\boldsymbol{R\,P1}}{\boldsymbol{A}}\right)\leq \boldsymbol{fcs}$$

(EC 5.23)

-101,51 kg/cm^2 (S5.9.4.1) < $\boldsymbol{f_{cs}}$=- 140 kg/cm^2

Fibra Inferior:

$$-\frac{\boldsymbol{R\,P1}}{\boldsymbol{A}}-\frac{\mathbf{R\,P1e}}{\boldsymbol{S2}}+\frac{\mathbf{Mt}}{\boldsymbol{S2}}\leq \boldsymbol{fts}$$

(EC 5.24)

-1,85 kg/cm^2 (S5.9.4.1) < $\boldsymbol{f_{ts}}$=0 kg/cm^2

Estado de Servicio III

Condiciones Iniciales

Fibra Superior:

$$-\frac{\boldsymbol{P1}}{\boldsymbol{A}}+\frac{\mathbf{P1e}}{\boldsymbol{S1}}-\frac{\mathbf{Mo}}{\boldsymbol{S1}}\leq \boldsymbol{fti}$$

(EC 5.25)

-29,86 kg/cm^2 (S5.9.4.1) < $\boldsymbol{f_{ti}}$=13,39 kg/cm^2

Fibra Inferior:

$$-\frac{\boldsymbol{P1}}{\boldsymbol{A}}-\frac{\mathbf{P1e}}{\boldsymbol{S2}}+\frac{\mathbf{Mo}}{\boldsymbol{S2}}\leq \boldsymbol{fci}$$

(EC 5.26)

-165,49 kg/cm^2 (S5.9.4.1) < f_{ci}=- 168,00 kg/cm^2

.- Condiciones Finales (Después de experimentar totas las Pérdidas)

Fibra Superior Caso 1 Carga Total:

$$-\frac{RP1}{A}-\frac{\mathbf{RP1e}}{S1}+\frac{(\mathbf{Mo}+\mathbf{Md})+\ \mathbf{0,80\ Ml}}{S1}=fcs$$

(EC 5.27)

-44,49 kg/cm^2 (S5.9.4.1) < f_{cs}= -210 kg/cm^2

Fibra Superior Caso 2 Sobrecarga y Semisuma de presforzado + cargas permanentes:

$$-\frac{Ml}{S1}+\frac{1}{2}\left(\frac{\mathbf{R\ P1e}}{S1}-\frac{\mathbf{M(pp+esf)}}{S1}-\frac{R\ P1}{A}\right)=fcs$$

(EC 5.28)

-103,11 kg/cm^2 (S5.9.4.1) < f_{cs}= -140 kg/cm^2

Fibra Inferior:

$$-\frac{RP1}{A}-\frac{\mathbf{RP1e}}{S2}+\frac{(\mathbf{Mo}+\mathbf{Md})+\ \mathbf{0,80\ Ml}}{S2}=fts$$

(EC 5.29)

-40,44 kg/cm^2 (S5.9.4.1) < f_{ts}= 0 kg/cm^2

5.4.-o Diseño a Flexión, Estado Límite de Resistencia I

Momento de Diseño:

Resistencia I:

$$M_u=1.25M_{DC}+1.5M_{DW}+1.75M_{(LL+IM)}$$

(EC 5.30)

Mu= 848,55 t-m

Momento Nominal:

Esfuerzo promedio en el acero de Presfuerzo cuando f_{ps} > 0,5 f_{pu} (5.7.3.1.1-1):

$$fps = fpu\left(1 - k\left(\frac{c}{d_p}\right)\right)$$

(EC 5.31)

Dónde:

$$k = 2\left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}}\right)$$

(EC 5.32)

k= 0,28

f_{pu} = 18990,6 kg/cm^2

Para el cálculo de "c", distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del tendón de presfuerzo, (S5.7.3.2.29) se asume un comportamiento rectangular de la sección, y si el valor de este es menor al espesor de la losa, se comprueba que dicha asunción es correcta**.**

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y - 0.85\beta_1 f'_c(b - b_w)h_f}{0.85f'_c\beta_1 b_w + kA_{ps}\frac{f_{pu}}{d_p}}$$

(EC 5.33)

Donde C= 16,84 cm < 20,5 cm se comporta como sección rectangular.

f_{ps} = 185368,74 kg/cm^2

5.4.-p Resistencia Nominal a la Flexión.

$$M_n = A_{ps}f_{ps}\left(d_p - \frac{a}{2}\right)$$

(EC 5.34)

Como se aprecia en los textos esta expresión es modificada al no considerar acero de refuerzo no pretensado y ubicar todo el refuerzo en la zona a tensión de la sección transversal.

a= β * c ► a= 13,47 cm

De la expresión anterior.

Mn= 1045,30 t-m > **Mu**= 848,55 t –m Sección adecuada.

Ø = 1 para flexión y tensión en el hormigón (**S5.5.4.2**)

5.4.-q Diseño a Cortante.

Como se especificó en el capítulo anterior, al tener elementos presforzados rectos, estos no contribuirán con la resistencia al cortante, Vp=0, El corte máximo se encuentra en los apoyos de nuestra estructura, se realizo un control de las solicitaciones al cortante en las abscisas, x=0,5 m, x= 5m, x= 10 m y x =15m**.**

	Elemento	t	N
Cu x=0,50m	Tablero	14,022	137415,6
	Viga	23,526	230554,8
	Capa de rodadura	3,20625	31421,25
	Parapeto	5,04	49392
	Carga VIVA	54,36	532728

TABLA 5.5 SOLICITACIONES CORTE ABSCISA X = 0,50 M

V_u (Factorado) = 153,17 t

	Elemento	t	N
Cu x=5 m	Tablero	9,348	91610,4
	Viga	15,684	153703,2
	Capa de rodadura	2,1375	20947,5
	Parapeto	3,36	32928
	Carga VIVA	36,24	355152

TABLA 5.6 SOLICITACIONES CORTE ABSCISA X = 10 M

V_u (Factorado) = 102,11 t

	Elemento	t	N
Cu x=10 m	Tablero	4,67	45805,2
	Viga	7,82	76851,6
	Capa de rodadura	1,069	10473,75
	Parapeto	1,68	16464
	Carga VIVA	18,12	177576

TABLA 5.7 SOLICITACIONES CORTE ABSCISA X = 10 M

V_u (Factorado) =52,80 t

Determinar la altura efectiva de Corte, dv.

h.- altura total de la viga: 160,00 cm (1600 mm)

d_e.- distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero de presfuerzo, en la sección de diseño : 164,50 cm (1645 mm)

Se asume inicialmente el comportamiento de una sección rectangular, utilizando para el cálculo de **"c"** la expresión:

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu}}{\left[0.85 f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \left(\frac{f_{pu}}{d_p}\right)\right]}$$

(EC 5.35)

Tipo de tendón	f_{py}/f_{pu}	Valor de k
Cables de baja relajación	0,90	0,28
Cables aliviados de tensiones y barras de alta resistencia Tipo 1	0,85	0,38
Barras de alta resistencia Tipo 2	0,80	0,48

TABLA 5.8 VALORES DE K (FUENTE AASTHO LRFD 2010)

De donde

c = 168,88 mm < 205 mm Se comporta como sección rectangular.

Por lo tanto la altura del bloque de compresión:

a = β x c

a =143,55 mm

Por lo tanto la distancia entre la resultante entre las fuerzas de tensión y compresión será la mayor de las siguientes tres expresiones:

a) **de - (a/2)** : 1573,22 mm

b) 0,90 **de** : 1480,50 mm

c) 0,72 **h** : 1299,60 mm

d_v= 1573,22 mm

Resistencia Nominal al Corte.

La misma vendrá dada por el menor valor resultante de las siguientes expresiones:

$$Vn = Vc + Vs + Vp$$

(EC 5.36)

$$V_n = (0,25 f'_c b_v d_v) + V_p$$

(EC 5.37)

Esfuerzo de Corte en el Hormigón.

De las tablas presentadas donde se tienen las solicitaciones de corte sobre las diferentes abscisas.

El esfuerzo de corte sobre el hormigón será calculado con la expresión:

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

(EC 5.38)

Donde:

ϕ Factor de resistencia al corte: 0,9 **(S.5.5.4.2.1**)

$\mathbf{b_v}$ espesor de la losa de hormigón: 205 mm

$$V_u = \frac{V_u - \varphi V_p}{\varphi b_v d_v}$$

(EC 5.39)

$\mathbf{V_u}$ = 4,18 N

Relación entre corte aplicado y la resistencia a la compresión del hormigón.

$\mathbf{V_u}$ /$\boldsymbol{f'c}$ = 0,099

Refuerzo Mínimo Requerido (5.8.2.5)

La armadura transversal deberá satisfacer:

$$A_v \geq 0.083\sqrt{f'_c}\frac{b_v s}{f_y}$$

(EC 5.40)

Se asume acero de refuerzo # 14 con un Diámetro Nominal de 15,39 mm, al tener la forma del estribo dos patas, se tiene un área transversal, Av.= 372,04 mm^2, y un espaciamiento de 175 cm, opta por no cambiar el diámetro de acero para reducir espaciamientos, debido a que esta condición no es la que rige dentro de la distribución de acero de refuerzo**.**

Máximo Espaciamiento Refuerzo Transversal (S5.8.2.7).

Si $\mathbf{V_u}$ < 0,125 f'c ► Smax. = 0,8 $\mathbf{d_v}$ < 600 mm

Si $\mathbf{V_u}$ > 0,125 f´c ► Smax. =0,4 $\mathbf{d_v}$ < 300 mm

Para el presente modelo se aplica la primera condición.

O, 8 dv = 1316 mm, por lo tanto se opto por una separación máxima de 400 mm, este arreglo se presenta debido a que los esfuerzos que se presentan desde la abscisa x=10 hacia la mitad de la luz, x= 15m, donde el corte es mínimo, se aplicara la separación máxima de estribos S= 600 mm.

Resistencia al Corte del Hormigón

Como se explico en el capítulo 3, el cálculo de la resistencia del hormigón requiere determinar el ángulo de fisuración en este, para diseño simples, sin mucha precisión, se asume un ángulo de fisuración de 45° que representara la condición crítica sobre el hormigón, si se desea realizar un análisis más profundo se procede a un proceso de iteración con las siguientes expresiones:

$$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + 0.5(V_u - V_p)cot\theta - A_{ps}f_{po}\right)}{2(E_sA_s + E_pA_{ps})}$$

(EC 5.41)

$$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + 0.5(V_u - V_p)cot\theta - A_{ps}f_{po}\right)}{2(E_cA_c + E_sA_s + E_pA_{ps})}$$

(EC 5.42)

Mientras más cercano a cero sea el resultado de nuestras aproximaciones, el ángulo asumido se acerca más al ángulo real de diseño.

En este caso se tiene los siguientes valores:

- Θ= 27 °
- B=2,11

Los cuales se aproximan bastante a cumplir la relación **S5.8.3.4.2-1**

Por consiguiente la resistencia del hormigón al corte, $\mathbf{V_c}$= 31,63 t

Resistencia provista por Acero Transversal.

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot\theta + \cot\alpha)\sin\alpha}{S}$$

(EC 5.43)

V_S = 140, 47 t, para α = 90° y una separación de 400 mm entre estribos.

Por lo tanto la resistencia Nominal al corte, Vn =

$$Vn = Vc + Vs + Vp$$

(EC 5.44)

Vn = 172,11 t

$$Vn = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p$$

(EC 5.45)

Vn = 226, 07 t

Se toma el menor valor entre las dos anteriores expresiones.

Vr* = Φ *Vn

Φ = 0,9 (S5.5.4.2.1)

Vr = 154,90 t > **Vu** = 123,98 t

5.4.-r Resistencia Factorada al Estallido (S.5.10.10.1)

$$P_r = \varphi f_s A_s$$

(EC 5.46)

La resistencia no deberá ser menor que el 4% de la fuerza de presfuerzo en la transferencia, utilizando acero de refuerzo # 14, para una distancia h/4 = 400,00 mm:

5 Estribos @ 75 mm, ver detalle en planos.

5.4.-s Acero de Confinamiento (S5.10.10.2):

Para una distancia igual a 1,5**d**= 2400 mm, se proveerá a la sección de acero de confinamiento utilizando uno de los dos criterios:

a) Espaciamiento entre Estribos no será mayor de 150 mm
b) Colocar los estribos de acuerdo al espaciamiento calculado para el análisis vertical

   Se toma el primer criterio por lo tanto se coloca 1 Ø 14 @ 150 mm

   Se adjunta a este Documento los planos de Diseño.

5.5. DISEÑO TRABES CENTRALES CON ELEMENTOS PRESFORZADOS SECCIÓN TIPO "B"

5.5-a Información Inicial:

- Trabes tipo AASTHO VI
- Área de la Sección: 6999,98 cm^2
- Momento de Inercia Trabe (Sección no compuesta) :30523082 mm^4
- Espesor de losa : 20,5 cm
- Vano de estructura: (30 m)
- Espaciamiento entre Apoyos: 254 cm (2,54 m)
- Módulo Elasticidad hormigón Trabes: 280624,304 kg/cm^2
- Módulo de Elasticidad Losa hormigón: 250998,008 Kg/cm^2
- Centro de Gravedad desde borde superior del trabe: 90,48 cm

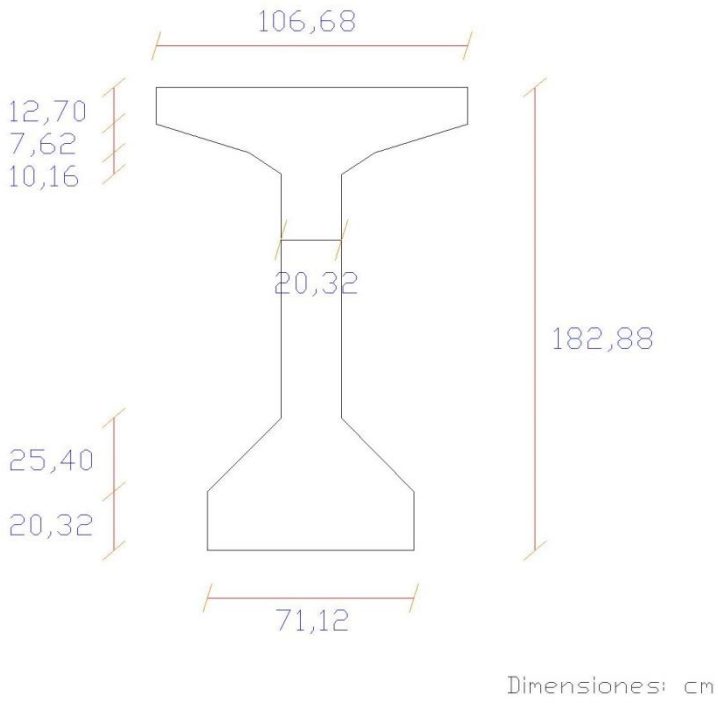


FIGURA 5.8 SECCIÓN DE DISEÑO TRABE TIPO AASTHO LRFD VI (FUENTE AASTHO LRFD 2010)

5.5.-b Relación Modular entre Viga y Losa. (S.4.6.2.2.1-2)

Se mantiene la misma relación modular, debido a que se mantienen los mismos materiales.

n=**E(viga)**/**E(losa)** ► n= 1,12

(EC 5.47)

5.5.-c Cálculo distancia desde el centro de gravedad de la trabe no compuesto hasta centro de gravedad de la losa (S.4.6.2.2.1-1)

$$e_g = (y1 + ts/2) \quad e_g = 1007,30\ mm$$

5.5.-d Cálculo del parámetro de rigidez longitudinal (4.6.2.2.1-1)

$$K_g = n\left(I + Ae_g^2\right)$$

(EC 5.49)

- f'c Hormigón: 280 kg/cm^2
- Módulo de Elasticidad Acero A36 2100000 kg/cm^2

K_g= 1,13 E^{12}

5.5.-e Parámetros de distribución para Momento en vigas Interiores (S.4.6.2.2.2b-1)

Factores de distribución de Momento para carga viva (Vigas Interiores)

Un Carril Cargado

$$0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4}\left(\frac{S}{L}\right)^{0.3}\left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

(EC 5.50)

g= 0,51

Dos o más carriles cargados**.**

$$0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6}\left(\frac{S}{L}\right)^{0.2}\left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

(EC 5.51)

g= 0,73

Se selecciona el que produzca mayores solicitaciones sobre la estructura: **g**= 0,73

5.5.-f Parámetros de distribución para Corte en vigas Interiores (S.4.6.2.2.3c-1)

Un Carril Cargado

$$\mathbf{0.36 + \frac{S}{7600}}$$

(EC 5.52)

g= 0,69

Cortante para dos o más carriles de diseño

$$\mathbf{0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2.0}}$$

(EC 5.53)

g= 0,95

Se selecciona el que produzca mayores solicitaciones sobre la estructura: **g** = 0,96

5.5.-g Parámetros de distribución para vigas Exteriores (S.4.6.2.2.2b-1)

El procedimiento para el cálculo del factor de distribución para momento y corte, en vigas exteriores se adjunta a este documento en la sección de anexos, como se verá más adelante el diseño de la viga exterior no gobierna este diseño, se ampliará este tema en el capítulo 7.

5.5.-h Solicitaciones producidas en vigas Interiores

- Densidad del Tablero: 2,4 t/m^3
- Densidad Viga : 2,4 t /m^3
- Densidad Capa de Rodadura: 2,25 t/m^3

- Densidad Parapeto: 2,4 t/m^3
- Densidad Diafragma : 2,4 t/m^3

Solicitaciones Producidas por carga estática

Elemento	Unidades	Densidad (t/m^3)	Dw (t/m/viga)
Tablero	t/m/viga	2,4	1,25
Viga	t/m/viga	2,4	1,68
Capa de rodadura	t/m/viga	2,25	0,29
Parapeto	t/m/viga	2,4	0,34
Diafragma	t/viga	2,4	1,93

TABLA 5.9 SOLICITACIONES POR ELEMENTOS ESTÁTICOS

Las cargas permanentes se distribuyen a las vigas mediante la asignación a cada uno de los elementos, dentro de la mitad de la distancia entre vigas adyacentes, esto incluye el peso propio de la viga, las cargas debido a peso propio de aceras bordillos, paredes y barreras pueden ser distribuidas por igual hacia todas las vigas.

Elementos	Dw	Mo	Unidades	Ubicación
Tablero	1,25	140,59	t.-m	x=15
viga	1,68	189,00	t.-m	x=15
Capa de Rodadura	0,29	32,15	t.-m	x=15
Parapeto	0,34	37,80	t.-m	x=15
Diafragma	1,93	14,49	t.-m	x=15

TABLA 5.10 MOMENTOS DE DISEÑO PARA ELEMENTOS ESTÁTICOS (MITAD DEL VANO)

Se obtiene las siguientes solicitaciones a corte:

Elemento	Corte	Unidades	Ubicación
Tablero	18,7452	t	apoyo
viga	25,1999496	t	apoyo
Capa de Rodadura	4,28625	t	apoyo
Parapeto	5,04	t	apoyo

TABLA 5.11 VALORES DE DISEÑO PARA CORTE:

5.5.-i Efectos Producidos Carga Viva

Se conserva el valor obtenido mediante el teorema de Barré, en el procedimiento para la sección tipo "A", esto debido a que este valor esta dado en relación a la longitud del vano y mediante los parámetros de distribución son aplicados a las vigas de la estructura.

Momento de Diseño: 387 t-m, en el centro del claro (incluye incremento por carga dinámica)

Corte: 54,36 t, en el apoyo.

5.5.-j Estados Límites Aplicables:

Servicio I:

$$\boldsymbol{Q_i = 1.00M_{(LL+IM)}}$$

(EC 5.54)

Servicio III:

$$\boldsymbol{Q_i = 1.00_{(DC+DW)} + 0.80_{(LL+IM)}}$$

(EC 5.55)

Resistencia I:

$$\boldsymbol{Q_i = 1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75M_{(LL+IM)}}$$

(EC 5.56)

5.5.-k Esfuerzos Permisibles:

Esfuerzos permisibles durante la Transferencia:

- Fibra superior: f_{ti} =0,25 x √(f´ci) : f_{ti} = 14 kg/cm^2

(EC 5.57)

- Fibra Inferior : f_{ci} = - 0,60 x f´ci : f_{ti} = - 168 kg/cm^2

(EC 5.58)

Esfuerzos permisibles Aplicadas Cargas de Servicio (S.5.9.4.1.1):

Fibra superior:

- Caso 1. Carga Total

$$f_{cs} = - 0{,}60 \times \phi w \times f'c \quad \blacktriangleright \quad f_{cs} = -210 \text{ Kg/cm}^2$$

- Caso 2. Sobrecarga y Semisuma de presforzado + Cargas permanentes

$$f_{cs} = - 0{,}40 \times f'c \quad \blacktriangleright \quad f_{cs} = -140 \text{ Kg/cm}^2$$

Fibra Inferior:

$f_{ts} = 0$ (Considerando que no exista tracción en el hormigón)

5.5.-L Pérdidas en el Presfuerzo (S5.9.5)

Se pueden diferenciar dos tipos de pérdidas, aquellas que son instantáneas y aquellas que ocurren en el transcurso del tiempo, de donde:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2}$$

(EC 5.59)

Fuerza Inicial en el Presfuerzo (S5.4.4.1-1).

$f_{pt} + \Delta f_{pES} = 0{,}75 \times f_{pu}$: 0,75 x 1860 Mpa = 1395 Mpa (14224,53 kg/cm^2)

Pérdidas Instantáneas Pérdidas por Fricción (S5.9.5.2)

.- Al no utilizar aparatos de sujeción para los modelos, se desprecia las pérdidas por fricción sobre los mismos.

Determinar Pérdidas por Acortamiento Elástico (S5.9.5.2.3)

$$\Delta f_{pES} = \frac{A_{ps} f_{pbt}\left(I_g + c_m^2 A_g\right) - e_m M_g A_g}{A_{ps}\left(I_g + e_m^2 A_s\right) + \frac{A_g I_g E_{ci}}{E_p}}$$

(EC 5.60)

Δf_{pES} = 102,82 Mpa (1048,43 kg/cm^2)

Pérdidas por Contracción (S5.9.5.4.2)

$$\Delta f_{pRS} = (117 - 1.03H)\ (MPa)$$

(EC 5.61)

Humedad Asumida: 90% (Oriente)

$\Delta fpSR$ = 24,3 Mpa (254,20 kg/cm^2)

Pérdidas debido a la Fluencia en el Hormigón**.**

$$\Delta f_{pCR} = 12.0 f_{cgp} - 7.0 \Delta f_{cdp} \geq 0$$

(EC 5.62)

Donde:

$$f_{cgp} = \frac{\frac{A_{ps}(0.75f_{pu})}{A_g}\left(1 + \frac{e_c^2 A_g}{I_g}\right) - \frac{M_g e_c}{I_g}}{1 + \frac{A_{ps}}{A_g}\left(\frac{E_p}{e_{ci}}\right)\left(1 + \frac{e_c^2 A_g}{I_g}\right)}$$

(EC 5.63)

***Δf**pCR* =** 88,61 Mpa (903,53 kg/cm^2)

<u>Pérdidas por Relajación (S5.9.5.4.4c)</u>

Después de la Transferencia:

Se prevé que la transferencia se realice en 24 horas.

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2\left(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}\right)(MPa)$$

(EC 5.64)

***Δf**pR2* =** 74,28 Mpa (757,41 kg/cm^2)

Al utilizar acero de baja relajación, se considera el 30% del valor antes calculado (ASTM A 416 – E 328)

***Δf**pR2* =** 22,28 Mpa (228,18 kg/cm^2)

Por lo tanto las pérdidas globales del sistema:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2}$$

(EC 5.65)

***Δf**pES* = **102,82 Mpa** (1048,43 kg/cm^2)

Δf**pSR* = **24,30 Mpa (254,20 kg/cm^2)

Δf**pCR* = **88,61 Mpa (903,53 kg/cm^2)

***Δf**pR2* **= 22,28 Mpa** (228,18 kg/cm^2)

***Δf**pT* **= 252,33 Mpa** ► Pérdidas del 18 %

5.5.-m Fuerza Inicial de Presfuerzo y Determinación Número de Torones (Estimación):

$$P = \frac{\left(\frac{M_1}{S_{ic}} + \frac{M_2}{S_{ic}} - fp^{+}\right)}{\left(\frac{1}{A_{ss}} + \frac{e}{S_{is}}\right)}$$

Fuente: Manual de estructuras prefabricadas ANNIPAC

Donde

***f**p*= **1,6 √(f'c) = 29,93 kg/cm2**

P= 392, 081 t

Donde el Número de cables requerido para la fuerza Inicial es de 35 Cables.

Se procedió al diseño utilizando inicialmente el número de cables obtenido por dicha aproximación, al no cumplir con los requerimientos en la sección, se procedió a un proceso de iteración en el número de cables, teniendo como resultado 45 cables de 0,98 cm2 de sección transversal, se ampliará en el capítulo 7 los resultados obtenidos a priori**.**

5.5.-n Comprobación de Esfuerzos en el Centro de la Luz.

Estado de Servicio I

.- Condiciones Iniciales

Fibra Superior:

$$-\frac{\boldsymbol{P1}}{\boldsymbol{A}} + \frac{\mathbf{P1e}}{\boldsymbol{S1}} - \frac{\mathbf{Mo}}{\boldsymbol{S1}} \leq \boldsymbol{fti}$$

(EC 5.66)

13,39 kg/cm^2 (S5.9.4.1) < f_{ti}=-58,17 kg/cm^2

Fibra Inferior:

$$-\frac{P1}{A}-\frac{\mathrm{P1e}}{S2}+\frac{\mathrm{Mo}}{S2}\leq fci$$

(EC 5.67)

-122,82 kg/cm^2 (S5.9.4.1) < f_{ci}=-168 kg/cm^2

.- Condiciones Finales (Después de experimentar totas las Pérdidas)

Fibra Superior Caso 1 Carga Total:

$$-\frac{R\,P1}{A}-\frac{\mathrm{R\,P1e}}{S1}+\frac{\mathrm{Mt}}{S1}\leq fcs$$

(EC 5.68)

-145,13 kg/cm^2 (S5.9.4.1) < f_{cs}=- 210 kg/cm^2

Fibra Superior Caso 2 Sobrecarga y Semisuma de presforzado + cargas permanentes:

$$-\frac{Ml}{S1}+\frac{1}{2}\left(\frac{\mathrm{R\,P1e}}{S1}-\frac{\mathrm{M(pp+esf)}}{S1}-\frac{R\,P1}{A}\right)\leq fcs$$

(EC 5.69)

-104,07 kg/cm^2 (S5.9.4.1) < f_{cs}=- 140 kg/cm^2

Fibra Inferior:

$$-\frac{R\,P1}{A}-\frac{\mathrm{R\,P1e}}{S2}+\frac{\mathrm{Mt}}{S2}\leq fts$$

(EC 5.70)

-4,168 kg/cm^2 (S5.9.4.1) < f_{ts}=0 kg/cm^2

Estado de Servicio III

Condiciones Iniciales

Fibra Superior:

$$-\frac{\boldsymbol{P1}}{\boldsymbol{A}}+\frac{\mathbf{P1e}}{\boldsymbol{S1}}-\frac{\mathbf{Mo}}{\boldsymbol{S1}} \leq \boldsymbol{fti}$$

(EC 5.71)

-28,56 kg/cm^2 (S5.9.4.1) < $\boldsymbol{f_{ti}}$=13,39 kg/cm^2

Fibra Inferior:

$$-\frac{\boldsymbol{P1}}{\boldsymbol{A}}-\frac{\mathbf{P1e}}{\boldsymbol{S2}}+\frac{\mathbf{Mo}}{\boldsymbol{S2}} \leq \boldsymbol{fci}$$

(EC 5.72)

-153,26 kg/cm^2 (S5.9.4.1) < $\boldsymbol{f_{ci}}$=168,00 kg/cm^2

.- Condiciones Finales (Después de experimentar totas las Pérdidas)

Fibra Superior Caso 1 Carga Total:

$$-\frac{\boldsymbol{RP1}}{\boldsymbol{A}}-\frac{\mathbf{RP1e}}{\boldsymbol{S1}}+\frac{(\mathbf{Mo}+\mathbf{Md})+\ \mathbf{0,80\ Ml}}{\boldsymbol{S1}}=\boldsymbol{fcs}$$

(EC 5.73)

-43,15 kg/cm^2 (S5.9.4.1) < $\boldsymbol{f_{cs}}$= -210 kg/cm^2

Fibra Superior Caso 2 Sobrecarga y Semisuma de presforzado + cargas permanentes:

$$-\frac{\boldsymbol{Ml}}{\boldsymbol{S1}}+\frac{\mathbf{1}}{\mathbf{2}}\left(\frac{\mathbf{R\ P1e}}{\boldsymbol{S1}}-\frac{\mathbf{M(pp+esf)}}{\boldsymbol{S1}}-\frac{\boldsymbol{R\ P1}}{\boldsymbol{A}}\right)=\boldsymbol{fcs}$$

(EC 5.74)

-103,91 kg/cm^2 (S5.9.4.1) < $\boldsymbol{f_{cs}}$= -140 kg/cm^2

Fibra Inferior:

$$-\frac{RP1}{A}-\frac{\mathbf{RP1e}}{S2}+\frac{(\mathbf{Mo}+\mathbf{Md})+\ \mathbf{0,80\ Ml}}{S2}=fts$$

(EC 5.75)

-42,447 kg/cm^2 (S5.9.4.1) < f_{ts}= 0 kg/cm^2

5.5.-o Diseño a Flexión, Estado Límite de Resistencia I

Momento de Diseño:

Resistencia I:

$$M_u = 1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75M_{(LL+IM)}$$

(EC 5.76)

Mu= 1029,40 t-m

Momento Nominal:

Esfuerzo promedio en el acero de Presfuerzo cuando f_{ps} > 0,5 f_{pu} (5.7.3.1.1-1):

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

(EC 5.77)

Dónde:

$$k = 2\left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}}\right)$$

(EC 5.78)

k = 0,28

f_{pu} **=** 18990,6 kg/cm^2

Para el cálculo de “c”, distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del tendón de presfuerzo, (S5.7.3.2.29) se asume un comportamiento rectangular de la

sección, y si el valor de este es menor al espesor de la losa, se comprueba que dicha asunción es correcta**.**

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y - 0.85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0.85 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

(EC 5.79)

Donde C= 13,63 cm < 20,5 cm se comporta como sección rectangular.

f_{ps} = 18550,25 kg/cm^2

5.5.-p Resistencia Nominal a la Flexión.

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right)$$

(EC 5.80).

a= β * c ► a= 10,90 cm

De la expresión anterior.

Mn= 1311,29 t-m > Mu= 1029,40 t –m Sección adecuada.

Ø = 1 para flexión y tensión en el hormigón (**S5.5.4.2**)

5.5.-q Diseño a Cortante.

Como se especificó en el capítulo anterior, al tener elementos presforzados rectos, estos no contribuirán con la resistencia al cortante, Vp=0, El corte máximo se encuentra en los apoyos de nuestra estructura, se realizó un control de las solicitaciones al cortante en las abscisas, x=0,5 m, x= 5m, x= 10 m y x =15m**.**

	Elemento	t	N
Cu x=0,50m	Tablero	18,745	183702,96
	Viga	25,199	246959,506
	Capa de rodadura	4,286	42005,25
	Parapeto	5,040	49392
	Carga VIVA	54,360	532728

TABLA 5.12 SOLICITACIONES CORTE ABSCISA X = 0,50 M

V_u (Factorado) = 162,79 t

	Elemento	t	N
Cu x=5 m	Tablero	12,497	122468,64
	Viga	16,8	164639,670
	Capa de rodadura	2,857	28003,5
	Parapeto	3,36	32928
	Carga VIVA	36,24	355152

TABLA 5.13 SOLICITACIONES CORTE ABSCISA X = 5 M

V_u (Factorado) = 108,53 t

	Elemento	t	N
Cu x=10 m	Tablero	6,248	61234,32
	Viga	8,4	82319,835
	Capa de rodadura	1,428	14001,75
	Parapeto	1,68	16464
	Carga VIVA	18,12	177576

TABLA 5.14 SOLICITACIONES CORTE ABSCISA X = 10 M

V_u (Factorado) =56,01 t

Determinar la altura efectiva de Corte, dv.

h.- altura total de la viga: 182,80 cm

d_e.- distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero de presfuerzo, en la sección de diseño : 185,08 cm

Se asume inicialmente el comportamiento de una sección rectangular, utilizando para el cálculo de **"c"** la expresión:

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu}}{\left[0.85 f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \left(\frac{f_{pu}}{d_p}\right)\right]}$$

(EC 5.81)

Tipo de tendón	f_{py}/f_{pu}	Valor de k
Cables de baja relajación	0,90	0,28
Cables aliviados de tensiones y barras de alta resistencia Tipo 1	0,85	0,38
Barras de alta resistencia Tipo 2	0,80	0,48

TABLA 5.15 VALORES DE K (FUENTE AASTHO LRFD 2010)

De donde

c = 136,48 mm < 205 mm Se comporta como sección rectangular.

Por lo tanto la altura del bloque de compresión:

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

(EC 5.82)

a = β x c

a =116, 031 mm

Por lo tanto la distancia entre la resultante entre las fuerzas de tensión y compresión será la mayor de las siguientes tres expresiones:

d) **de - (a/2)** : 1792,91 mm

e) 0,90 **de** : 1665,83 mm

f) 0,72 **h** : 1464, 34 mm

d_v= 1792,91 mm

Resistencia Nominal al Corte.

La misma vendrá dada por el menor valor resultante de las siguientes expresiones:

$$Vn = Vc + Vs + Vp$$

(EC 5.83)

$$V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p$$

(EC 5.84)

Esfuerzo de Corte en el Hormigón.

De las tablas presentadas donde se tienen las solicitaciones de corte sobre las diferentes abscisas.

El esfuerzo de corte sobre el hormigón será calculado con la expresión:

Donde:

ϕ Factor de resistencia al corte: 0,9 (S.5.5.4.2.1)

b_v espesor de la losa de hormigón: 205 mm

$$V_u = \frac{V_u - \varphi V_p}{\varphi b_v d_v}$$

(EC 5.85)

V_u = 4,52 N

Relación entre corte aplicado y la resistencia a la compresión del hormigón.

$\frac{V_u}{f'c}$ = 0,1079

Refuerzo Mínimo Requerido (5.8.2.5)

La armadura transversal deberá satisfacer:

$$A_v \geq 0.083 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y}$$

(EC 5.86)

Se asume acero de refuerzo # 14 con un Diámetro Nominal de 15,39 mm, al tener la forma del estribo dos patas, se tiene un área transversal, Av.= 372,04 mm^2, y un

espaciamiento de 1700 mm, opta por no cambiar el diámetro de acero para reducir espaciamientos, debido a que esta condición no es la que rige dentro de la distribución de acero de refuerzo**.**

Máximo Espaciamiento Refuerzo Transversal (S5.8.2.7).

Si V_u < 0,125 f'c ► Smax. = 0,8 d_v < 600 mm

Si V_u > 0,125 f´c ► Smax. =0,4 d_v < 300 mm

Para el presente modelo se aplica la primera condición.

O, 8 dv = 1480,7 mm, por lo tanto se opto por una separación de 400 mm, este arreglo se presenta debido a que los esfuerzos que se presentan desde la abscisa x=10 hacia la mitad de la luz, x= 15m, donde el corte es mínimo, se aplicara la separación máxima de estribos S= 600 mm.

Resistencia al Corte del Hormigón

$$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + 0.5(V_u - V_p)cot\theta - A_{ps}f_{po}\right)}{E_sA_s + E_pA_{ps}}$$

(EC 5.87)

$$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + 0.5(V_u - V_p)cot\theta - A_{ps}f_{po}\right)}{2\left(E_cA_c + E_sA_s + E_pA_{ps}\right)}$$

(EC 5.88)

Mientras más cercano a cero sea el resultado de nuestras aproximaciones, el ángulo asumido se acerca más al ángulo real de diseño.

En este caso se tiene los siguientes valores:

- Θ= 24 °
- B=2,21

Los cuales se aproximan bastante a cumplir la relación **S5.8.3.4.2-1**

Por consiguiente la resistencia del hormigón al corte, V_c= 36,094 t

Resistencia provista por Acero Transversal.

$$V_s = \frac{A_y f_y d_v (\cot\theta + \cot\alpha)\sin\alpha}{s}$$

(EC 5.89)

V_S = 160, 09 t, para α = 90° y una separación de 400 mm entre estribos.

Por lo tanto la resistencia Nominal al corte, Vn =

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

(EC 5.90)

Vn = 196,14 t

$$V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p$$

(EC 5.91)

Vn = 257, 63 t

Se toma el menor valor entre las dos anteriores expresiones.

Vr = Φ Vn

Φ = 0,9 (S5.5.4.2.1)

Vr = 176,53 t > **Vu** = 152,87 t

5.5.-r Resistencia Factorada al Estallido (S.5.10.10.1)

$$P_r = \varphi f_s A_s$$

(EC 5.92)

La resistencia no deberá ser menor que el 4% de la fuerza de presfuerzo en la transferencia.

Utilizando acero de refuerzo # 14, para una distancia h/4 = 457,2 mm:

5 Estribos @ 75 mm, ver detalle en planos.

5.5.-s Acero de Confinamiento (S5.10.10.2):

Para una distancia igual a 1,5**d**= 2743,2 mm, se proveerá a la sección de acero de confinamiento utilizando uno de los dos criterios:

c) Espaciamiento entre Estribos no será mayor de 150 mm
d) Colocar los estribos de acuerdo al espaciamiento calculado para el análisis vertical.

Se toma el primer criterio por lo tanto se coloca 1 Ø 14 @ 150 mm

Se adjunta a este Documento los planos de Diseño.

CAPÍTULO 6.- PRESUPUESTO Y CRONOGRMA DE OBRA

6.1.- ELEMENTOS PREFABRICADOS METÁLICOS

6.1.1 TABLA DE DESCRIPCIÓN DE RUBROS, UNIDADES, CANTIDADES Y PRECIOS

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
1	HORMIGÓN EN LOSA f'c= 280 kg/cm2 INCLUYE ENCOFRADO	m3	64,58	330,41	21335,90
2	PERFILES ESTRUCTURALES ACERO LAMINADO AL FRIO A36	kg	10567,00	3,05	32262,49
3	SUMINISTRO Y FRABRICACIÓN ACERO ESTRUCTURAL A 588	kg	35292,00	4,14	145983,95
4	MONTAJE ACERO ESTRUCTURAL A 588	kg	35292,00	0,93	32669,10
5	SUMINISTRO Y MONTAJE PERNOS DE CORTE ACERO A36	kg	132,22	8,90	1176,76
6	ACERO ESTRUCTURAL fy= 4200 kg/cm2	kg	9681,41	2,10	20337,04
7	CAPA DE RODADURA HORMIGÓN ASFÁLTICO 2" IN SITU	m2	267,55	10,89	2913,40
8	ASFALTO DILUIDO RC-250 PARA RIEGO	Litro	2205,00	0,77	1697,78
9	PINTURA ANTICORROSIVA EN ACERO ESTRUCTURAL	kg	35292,00	0,37	13164,96

271541,37

Nota: Precios no incluyen I.V.A.

6.1.2 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

6.1.2 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

SUPERESTRUCTURA UTILIZANDO ELEMENTOS PREFABRICADOS METÁLICOS

HOJA 1 DE 9

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1 **UNIDAD:** m3

DETALLE: HORMIGÓN EN LOSA f'c= 280 kg/cm2 INCLUYE ENCOFRAD

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	**CANTIDAD**	**TARIFA**	**COSTO HORA**	**RENDIMIENTO**	**COSTO**
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta Menor 5%					0,01
Encofrado Móvil para Puentes	1,00	350,00	350,00	0,39	136,50
Vibrador 7 HP	1,00	5,25	5,25	0,39	2,05
Bomba de Hormigón	1,00	15,12	15,12	0,39	5,90
SUBTOTAL M					144,46
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	**CANTIDAD**	**JORNAL/HORA**	**COSTO HORA**	**RENDIMIENTO**	**COSTO**
	A	B	C=A*B	R	D=C*D
Maestro de Obra	1,00	3,02	3,02	0,39	0,15
Albañil	1,00	2,82	2,82	0,39	0,14
Peón	5,00	2,78	13,90	0,39	5,42
Chofer E	1,00	4,16	4,16	0,39	1,62
SUBTOTAL N					7,34
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**PRECIO UNIT.**	**COSTO**
			A	B	C=A*B
Hormigón f´c = 280 kg/cm2		m3	1,01	122,32	123,54
SUBTOTAL O					123,54
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**TARIFA**	**COSTO**
			A	B	C=A*B
SUBTOTAL P					
		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			275,34
		INDIRECTOS Y UTILIDADES		**20% .**	55,07
		OTROS INDIRECTOS			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO			330,41

Nota: Precios no incluyen I.V.A.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 2 **UNIDAD:** kg

DETALLE: PERFILES ESTRUCTURALES ACERO LAMINADO AL FRIO A36

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Soldadora Electrica	3,00	5,12	15,36	0,010	0,01
Grúa de Patio	1,00	22,50	22,50	0,010	0,23
Equipo Oxicorte	2,00	3,90	7,80	0,010	0,08
Herramienta Menor 5%					0,02
SUBTOTAL M					0,33
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*D
Estruc. Mayor SECAP	2,00	3,02	6,04	0,010	0,06
Operador I	1,00	4,16	4,16	0,010	0,04
Ayudante de Mecánica	5,00	2,78	13,90	0,010	0,14
Maestro Soldador	3,00	3,02	9,06	0,010	0,09
SUBTOTAL N					0,33
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Acero Estructural ASTM A-36	kg	1,10	1,36	1,50	
Electrodos	kg	0,02	3,88	0,08	
Oxígeno	m3	0,01	4,50	0,02	
Disco de Desbaste y Brocas	UNIDAD	0,02	14,12	0,28	
SUBTOTAL O				1,88	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		2,54
INDIRECTOS Y UTILIDADES	20% .	0,51
OTROS INDIRECTOS		
COSTO TOTAL DEL RUBRO		3,05

Nota: Precios no incluyen I.V.A.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 3 **UNIDAD:** kg

DETALLE: SUMINISTRO Y FRABRICACIÓN ACERO ESTRUCTURAL A 588

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Soldadora Electrica	6,00	5,12	30,72	0,015	0,01
Grúa de Patio	1,00	22,50	22,50	0,015	0,34
Equipo Oxicorte	4,00	3,90	15,60	0,015	0,23
Herramienta Menor 5%					0,03
SUBTOTAL M					0,61
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*D
Estruc. Mayor SECAP	1,00	3,02	3,02	0,015	0,05
Operador I	1,00	4,16	4,16	0,015	0,06
Ayudante de Mecánica	4,00	2,78	11,12	0,015	0,17
Maestro Soldador	5,00	3,02	15,10	0,015	0,23
SUBTOTAL N					0,50
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Acero Estructural ASTM A-36	kg	1,10	1,45	1,60	
Electrodos	kg	0,05	3,88	0,19	
Oxígeno	m3	0,05	4,50	0,23	
Disco de Desbaste y Brocas	UNIDAD	0,02	14,12	0,28	
SUBTOTAL O				2,30	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Acero Estructural ASTM A-36	kg	1,10	0,04	0,04	
SUBTOTAL P					
	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			3,45	
	INDIRECTOS Y UTILIDADES		20% .	0,69	
	OTROS INDIRECTOS				
	COSTO TOTAL DEL RUBRO			4,14	

Nota: Precios no incluyen I.V.A.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 4 **UNIDAD:** KG

DETALLE: Montaje Acero Estructural A588

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta Menor	1,00	0,50	0,50	0,0040	0,00
Soldadora Eléctrica 650 AMP	2,00	6,70	13,40	0,0040	0,05
Amoladoras 3 HP	2,00	1,10	2,20	0,0040	0,01
Pórtico de Izaje 10 ton	4,00	1,20	4,80	0,0040	0,02
Equipo Ultrasonido	1,00	8,44	8,44	0,0040	0,03
Cortadora de Oxiacetileno	1,00	1,80	1,80	0,0040	0,01
Estructura de Lanzamiento	1,00	24,55	24,55	0,0040	0,10
SUBTOTAL M					0,22
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*D
Soldador	2,00	3,02	6,04	0,004	0,02
Ayudante Soldador	2,00	2,82	5,64	0,004	0,02
Mecánico	2,00	3,02	6,04	0,004	0,02
Operador Equipo Liviano	1,00	2,82	2,82	0,004	0,01
Operador de equipo pesado	1,00	3,02	3,02	0,004	0,01
Peón	1,00	2,78	2,78	0,004	0,01
Inspector	1,00	4,23	4,23	0,004	0,02
SUBTOTAL N					0,14
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
	KG	A	B	C=A*B	
Disco de desbaste	KG	0,02	2,62	0,06	
Electrodos E-7018	KG	0,02	8,70	0,17	
Electrodos E 6010	KG	0,01	8,93	0,13	
Disco de Abrasión	UNIDAD	0,005	3,60	0,02	
Disco de corte	UNIDAD	0,010	3,60	0,04	
Oxigeno Acetileno	KG	0,002	0,25	0,00	
SUBTOTAL O				0,41	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		0,77
INDIRECTOS Y UTILIDADES	0,20	0,15
OTROS INDIRECTOS		
COSTO TOTAL DEL RUBRO		0,93

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 5 **UNIDAD:** KG

DETALLE: SUMINISTRO Y MONTAJE PERNOS DE CORTE ACERO A36

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	**CANTIDAD**	**TARIFA**	**COSTO HORA**	**RENDIMIENTO**	**COSTO**
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta Menor 5%	1,00				0,11
Soldadora eléctrica 650 AMP	2,00	5,25	13,40	0,070	0,94
SUBTOTAL M					1,05
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	**CANTIDAD**	**JORNAL/HORA**	**COSTO HORA**	**RENDIMIENTO**	**COSTO**
	A	B	C=A*B	R	D=C*D
Soldador	1,00	3,02	3,02	0,070	0,21
Ayudante de Soldador	2,00	2,82	5,64	0,070	0,39
Inspector	1,00	4,23	4,23	0,070	0,30
SUBTOTAL N					0,90
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**PRECIO UNIT.**	**COSTO**	
		A	B	C=A*B	
Plancha de Acero A36	kg	1,00	1,45	1,45	
Electrodos E-7018	kg	0,03	8,80	0,22	
Electrodos E 6010	kg	0,01	8,73	0,09	
Disco de Abrasión	UNIDAD	0,00	3,50	0,01	
SUBTOTAL O				1,76	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**TARIFA**	**COSTO**	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		3,71
INDIRECTOS Y UTILIDADES	**0,20**	0,74
OTROS INDIRECTOS		
COSTO TOTAL DEL RUBRO		4,46

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 6 **UNIDAD:** KG

DETALLE: ACERO ESTRUCTURAL fy= 4200 kg/cm2

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta Menor 5%					0,01
Dobladora de Acero	1,00	2,33	2,33	0,0350	0,08
SUBTOTAL M					0,09
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*D
Oficial de Obra	1,00	3,02	3,02	0,0400	0,12
Fierrero	1,00	2,82	2,82	0,0400	0,11
Peón	2,00	2,78	5,56	0,0400	0,22
SUBTOTAL N					0,46
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Acero de Refurzo Barras fy = 4200 kg/cm2	kg	1,00	1,03	1,03	
Alambre #18	kg	0,13	1,33	0,17	
SUBTOTAL O				1,20	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		1,75
INDIRECTOS Y UTILIDADES	0,20	0,35
OTROS INDIRECTOS		
COSTO TOTAL DEL RUBRO		2,10

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 7 **UNIDAD:** m2

DETALLE: CAPA DE RODADURA HORMIGÓN ASFÁLTICO 2" IN SITU

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta Menor					0,02
PLT. ASFALTO COMPLETA 50 T/H	1,00	160,00	160,00	0,006	0,96
CARGADORA FRONTAL 170 HP	1,00	35,00	35,00	0,006	0,21
TERMINADORA DE ASFALTO 80 HP	1,00	65,00	65,00	0,006	0,39
RODILLO VIBRATORIO LISO 130 HP	1,00	25,00	25,00	0,006	0,15
RODILLO VIBRATORIO NEUMÁTICO	1,00	25,00	25,00	0,006	0,15
SUBTOTAL M					1,88
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*D
OPERADOR 1	2,00	3,02	6,04	0,006	0,04
OPERADOR 2	3,00	3,02	8,82	0,006	0,05
AYUDANTE MAQUINARIA	5,00	2,78	14,10	0,006	0,08
SUBTOTAL N					0,37
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
ASFALTO AP-3	KG	12,00	0,35	4,20	
AGREGADO TRITURADO	M3	0,075	11,00	0,83	
DISEL GENERADOR	GL	0,86	1,04	0,89	
ARENA NEGRA	M3	0,06	9,50	0,57	
TRANSPORTE EMZCLA ASFALTICA	M3*KM	1,35	0,25	0,34	
SUBTOTAL O				6,82	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		9,07
INDIRECTOS Y UTILIDADES	0,20	1,81
OTROS INDIRECTOS		
COSTO TOTAL DEL RUBRO		10,89

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 8 **UNIDAD:** Litro

DETALLE: ASFALTO DILUIDO RC-250 PARA RIEGO

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	**CANTIDAD**	**TARIFA**	**COSTO HORA**	**RENDIMIENTO**	**COSTO**
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Distribuidor de Asfalto	1,00	33,50	33,50	0,0030	0,10
Barredora Mecánica	1,00	25,44	25,44	0,0030	0,08
SUBTOTAL M					0,18
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	**CANTIDAD**	**JORNAL/HORA**	**COSTO HORA**	**RENDIMIENTO**	**COSTO**
	A	B	C=A*B	R	D=C*D
Operador Equipo Pesado	1,00	2,82	2,82	0,0030	0,01
Operador Barredora	1,00	2,82	2,82	0,0030	0,01
Ayudante Maquinaria	1,00	2,78	2,78	0,0030	0,01
Oficial de Obra	1,00	3,02	3,02	0,0030	0,01
Peón	5,00	2,78	13,90	0,0030	0,04
SUBTOTAL N					0,08
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**PRECIO UNIT.**	**COSTO**
			A	B	C=A*B
Asfalto SC		gl	0,27	1,44	0,39
SUBTOTAL O					0,39
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**TARIFA**	**COSTO**
			A	B	C=A*B
SUBTOTAL P					

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		0,64
INDIRECTOS Y UTILIDADES	**0,20**	0,13
OTROS INDIRECTOS		
COSTO TOTAL DEL RUBRO		0,77

SUPERESTRUCTURA UTILIZANDO ELEMENTOS PREFABRICADOS METÁLICOS

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 9 **UNIDAD:** kg

DETALLE: PINTURA ANTICORROSIVA EN ACERO ESTRUCTURAL

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta Menor 5%	1,00				0,00
Compresor de aire 125 Hp	1,00	15,01	15,01	0,0050	0,08
Equipo de Pintura	1,00	2,33	2,33	0,0050	0,01
SUBTOTAL M					0,09
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*D
Maestro Pintor	2,00	4,01	8,02	0,0050	0,04
Ayudante Pintura	4,00	2,82	11,28	0,0050	0,06
Inspector	1,00	5,00	5,00	0,0050	0,03
SUBTOTAL N					0,12
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Pintura Anticorrosiva	GLN	0,0014	18,33	0,03	
Pintura de Aluminio	GLN	0,0014	25,11	0,04	
Diluyente	GLN	0,0014	12,03	0,02	
Andamios	GLB	1,0000	0,03	0,03	
SUBTOTAL O				0,10	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			0,31	
	INDIRECTOS Y UTILIDADES		0,20	0,06	
	OTROS INDIRECTOS				
	COSTO TOTAL DEL RUBRO			0,37	

6.1.3 CRONOGRAMA DE OBRA SUPERESTRUCTURA ELEMENTOS METÁLICOS

					CRONOGRAMA VALORADO (SEMANAS)																	
RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1,00	HORMIGÓN EN LOSA f'c= 280 kg/cm2 INCLUYE ENCOFRADO	m3	390,41	91896,90										5333,98	5333,98	5333,98				5333,98				
2,00	PERFILES ESTRUCTURALES ACERO LAMINADO AL FRIO A36	kg	3,06	99969,49											8065,62	8065,62	8065,62	8065,62						
3,00	SUMINISTRO Y FRABRICACIÓN ACERO ESTRUCTURAL A 588	kg	4,14	145983,96	24330,66	24330,66	24330,66	24330,66	24330,66	24330,66														
4,00	MONTAJE ACERO ESTRUCTURAL A 588	kg	0,88	29668,10							8167,27	8167,27	8167,27	8167,27										
5,00	SUMINISTRO Y MONTAJE PERNOS DE CORTE ACERO A36	kg	8,90	1176,76						392,25				392,25	392,25									
6,00	ACERO ESTRUCTURAL fy= 4900 kg/cm2	kg	9,10	90887,04												5084,26	5084,26	5084,26	5084,26					
7,00	CAPA DE RODADURA HORMIGÓN ASFÁLTICO e= IN SITU	m2	10,89	9913,40																			2913,40	
8,00	ASFALTO DILUIDO RC-250 PARA RIEGO	Litro	0,77	1697,78																			1697,78	
9,00	PINTURA ANTICORROSIVA EN ACERO ESTRUCTURAL	kg	0,87	13164,96																			6582,48	6582,48
					24330,66	24330,66	24330,66	24330,66	24330,66	24722,91	8167,27	8167,27	8167,27	13893,50	13791,85	18483,86	13149,88	13149,88	5084,26	5333,98	0,00	0,00	11193,66	6582,48
					8,96	8,96	8,96	8,96	8,96	9,10	3,01	3,01	3,01	5,12	5,08	6,81	4,84	4,84	1,87	1,96	0,00	0,00	4,12	2,42
					24330,66	48661,32	72991,97	97322,63	121653,29	146376,20	154543,47	162710,75	170878,02	184771,53	198563,38	217047,23	230197,11	243347,00	248431,26	253765,23	253765,23	253765,23	264958,89	271541,37
					8,96	17,92	26,88	35,84	44,80	53,91	56,91	59,92	62,93	68,05	73,12	79,93	84,77	89,62	91,49	93,45	93,45	93,45	97,58	100,00

Nota: Precios no incluyen I.V.A.

6.2.- ELEMENTOS PREFABRICADOS PRESFORZADOS

6.2.1 TABLA DE DESCRIPCIÓN DE RUBROS, UNIDADES, CANTIDADES Y PRECIOS

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
1	HORMIGÓN EN LOSA f'c= 280 kg/cm2 INCLUYE ENCOFRADO	m3	64,58	329,44	21273,65
2	ACERO ESTRUCTURAL fy= 4200 kg/cm2	kg	16890,45	2,72	45878,31
3	HORMIGÓN EN VIGAS f´c= 350 kg/cm2	m3	84,10	392,81	33034,92
4	HORMIGÓN EN DIAFRAGMAS f'c= 280 kg/cm2	m3	8,50	490,45	4168,83
5	CABLES DE ACERO BAJA RELAJACIÓN fy 19600 kg/cm2 (incl. Presfuerzo)	kg	4865,00	4,35	21155,94
6	TENSIONAMIENTO PARA ACERO DE PRESFUERZO	Mpa	4661,45	1,41	6552,58
7	CAPA DE RODADURA HORMIGÓN ASFÁLTICO 2" IN SITU	m2	267,55	11,34	3034,79
8	ASFALTO DILUIDO RC-250 PARA RIEGO	Litro	2205,00	0,77	1697,78
9	TRANSPORTE Y MONTAJE VIGAS PRETENSADAS	unidad	4,00	12635,82	50543,28
				Subtotal :	187340,07

Nota: Precios no incluyen I.V.A.

6.2.2 ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

SUPERESTRUCTURA UTILIZANDO ELEMENTOS PRESFORZADOS

HOJA 1 DE 9

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 1 **UNIDAD:** M3

DETALLE: HORMIGÓN EN LOSA f'c= 280 kg/cm2 INCLUYE ENCOFRADO

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	**CANTIDAD**	**TARIFA**	**COSTO HORA**	**RENDIMIENTO**	**COSTO**
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta Menor 5%					0,01
Encofrado Móvil para Puentes	1,00	350,00	350,00	0,39	136,50
Vibrador 7 HP	1,00	3,19	3,19	0,39	1,24
Bomba de Hormigón	1,00	15,12	15,12	0,39	5,90
SUBTOTAL M					143,66
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	**CANTIDAD**	**JORNAL/HORA**	**COSTO HORA**	**RENDIMIENTO**	**COSTO**
	A	B	C=A*B	R	D=C*D
Maestro de Obra	1,00	3,02	3,02	0,39	0,15
Albañil	1,00	2,82	2,82	0,39	0,14
Peón	5,00	2,78	13,90	0,39	5,42
Chofer E	1,00	4,16	4,16	0,39	1,62
SUBTOTAL N					7,34
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**PRECIO UNIT.**	**COSTO**
			A	B	C=A*B
Hormigón f´c = 280 kg/cm2		m3	1,01	122,32	123,54
SUBTOTAL O					123,54
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**TARIFA**	**COSTO**
			A	B	C=A*B
SUBTOTAL P					
		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			274,53
		INDIRECTOS Y UTILIDADES		**20% .**	54,91
		OTROS INDIRECTOS			
		COSTO TOTAL DEL RUBRO			329,44

Nota: Precios no incluyen I.V.A.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 2 **UNIDAD:** KG

DETALLE: ACERO ESTRUCTURAL fy= 4200 kg/cm2

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta Menor 5%					0,01
Dobladora de Acero	1,00	2,33	2,33	0,0850	0,20
SUBTOTAL M					0,09
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*D
Oficial de Obra	1,00	3,02	3,02	0,0850	0,26
Fierrero	1,00	2,82	2,82	0,0850	0,24
Peón	2,00	2,78	5,56	0,0850	0,47
SUBTOTAL N					0,97
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Acero de Refurzo Barras fy = 4200 kg/cm2	kg	1,00	1,03	1,03	
Alambre #18	kg	0,13	1,33	0,17	
SUBTOTAL O				1,20	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				2,26	
INDIRECTOS Y UTILIDADES			0,20	0,45	
OTROS INDIRECTOS					
COSTO TOTAL DEL RUBRO				2,72	

Nota: Precios no incluyen I.V.A.

SUPERESTRUCTURA UTILIZANDO ELEMENTOS PRESFORZADOS

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 3 **UNIDAD:** M3

DETALLE: HORMIGÓN EN VIGAS f´c= 350 kg/cm2

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta Menor 5%					0,01
VIBRADOR DE CONCRETO	1,00	5,25	2,33	3,050	7,11
ENCOFRADO METÁLICO	1,00	22,50	22,50	3,050	68,63
SUBTOTAL M					75,75
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*D
Operador de Planta	1,00	3,02	3,02	3,0500	9,21
Albañil	2,00	2,82	5,64	3,0500	17,20
Péon	3,00	2,78	8,34	3,0500	25,44
SUBTOTAL N					51,85
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Concreto Prefabricado 350 kg/cm2	m3	1,05	190,23	199,74	
SUBTOTAL O				199,74	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				327,34	
INDIRECTOS Y UTILIDADES			0,20	65,47	
OTROS INDIRECTOS					
COSTO TOTAL DEL RUBRO				392,81	

Nota: Precios no incluyen I.V.A.

SUPERESTRUCTURA UTILIZANDO ELEMENTOS PRESFORZADOS

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 4 **UNIDAD:** M3

DETALLE: HORMIGÓN EN DIAFRAGMAS f'c= 280 kg/cm2

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta Menor 5%					0,01
VIBRADOR DE CONCRETO	1,00	5,25	2,33	3,670	8,55
ENCOFRADO METÁLICO	1,00	22,50	22,50	3,670	82,58
SUBTOTAL M					91,14
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*D
Operador de Planta	1,00	3,02	3,02	3,6700	11,08
Albañil	2,00	2,82	5,64	3,6700	20,70
Péon	3,00	2,78	8,34	3,6700	30,61
SUBTOTAL N					62,39
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Concreto Prefabricado 350 kg/cm2	m3	1,05	178,56	187,49	
SUBTOTAL O				187,49	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				341,02	
INDIRECTOS Y UTILIDADES			0,20	68,20	
OTROS INDIRECTOS					
COSTO TOTAL DEL RUBRO				409,22	

Nota: Precios no incluyen I.V.A.

SUPERESTRUCTURA UTILIZANDO ELEMENTOS PRESFORZADOS

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 5 **UNIDAD:** kg

DETALLE: CABLES DE ACERO BAJA RELAJACIÓN fy 19600 kg/cm2 (incl. Presfuerzo)

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta Menor 5%					0,01
Equipo Tensado	1,00	6,15	6,15	0,020	0,12
SUBTOTAL M					0,14
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*D
Maestro de Obra	1,00	3,02	3,02	0,0200	0,06
Albañil	1,00	2,82	2,82	0,0200	0,06
Péon	3,00	2,78	8,34	0,0200	0,17
SUBTOTAL N					0,28
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
		A	B	C=A*B	
Acro de Pesfuerzo (cables y anclajes)	kg	1,05	3,05	3,20	
SUBTOTAL O					3,20
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C=A*B	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				3,62	
INDIRECTOS Y UTILIDADES			0,20	0,72	
OTROS INDIRECTOS					
COSTO TOTAL DEL RUBRO				4,35	

Nota: Precios no incluyen I.V.A.

SUPERESTRUCTURA UTILIZANDO ELEMENTOS PRESFORZADOS

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 6 **UNIDAD:** kg

DETALLE: TENSIONAMIENTO PARA ACERO DE PRESFUERZO

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	**CANTIDAD**	**TARIFA**	**COSTO HORA**	**RENDIMIENTO**	**COSTO**
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta Menor 5%					0,01
Equipo Tensado	1,00	6,15	6,15	0,040	0,25
SUBTOTAL M					0,26
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	**CANTIDAD**	**JORNAL/HORA**	**COSTO HORA**	**RENDIMIENTO**	**COSTO**
	A	B	C=A*B	R	D=C*D
Tensionador	1,00	6,65	3,02	0,0400	0,12
Ayudante	1,00	2,82	2,82	0,0400	0,11
SUBTOTAL N					0,23
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**PRECIO UNIT.**	**COSTO**	
		A	B	C=A*B	
Electrodo 6010 (1/8")	kg	0,001	3,31	0,00	
Disco Pulidor LT w 7 x 14"	UNIDAD	0,001	171,14	0,17	
Anclaje Tipo PVP	UNIDAD	0,001	90,23	0,09	
Ducto Metálico (Encamisado)	ml	0,010	5,76	0,06	
Neopreno D=60 (0,50 x 0,50 x 1/2")	m3	0,001	320,12	0,32	
Cuñas	UNIDAD	0,004	8,67	0,03	
SUBTOTAL O				0,68	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**TARIFA**	**COSTO**	
		A	B	C=A*B	
	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			1,17	
	INDIRECTOS Y UTILIDADES		**0,20**	0,23	
	OTROS INDIRECTOS				
	COSTO TOTAL DEL RUBRO			1,41	

Nota: Precios no incluyen I.V.A.

SUPERESTRUCTURA UTILIZANDO ELEMENTOS PRESFORZADOS

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 6 **UNIDAD:** M2

DETALLE: CAPA DE RODADURA HORMIGÓN ASFÁLTICO 2" IN SITU

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	**CANTIDAD**	**TARIFA**	**COSTO HORA**	**RENDIMIENTO**	**COSTO**
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta Menor					0,02
PLT. ASFALTO COMPLETA 50 T/H	1,00	160,00	160,00	0,006	0,96
CARGADORA FRONTAL 170 HP	1,00	35,00	35,00	0,006	0,21
TERMINADORA DE ASFALTO 80 HP	1,00	65,00	65,00	0,006	0,39
RODILLO VIBRATORIO LISO 130 HP	1,00	25,00	25,00	0,006	0,15
RODILLO VIBRATORIO NEUMÁTICO	1,00	25,00	25,00	0,006	0,15
SUBTOTAL M					1,88
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	**CANTIDAD**	**JORNAL/HORA**	**COSTO HORA**	**RENDIMIENTO**	**COSTO**
	A	B	C=A*B	R	D=C*D
OPERADOR 1	2,00	3,02	6,04	0,006	0,04
OPERADOR 2	3,00	3,02	8,82	0,006	0,05
AYUDANTE MAQUINARIA	5,00	2,78	14,10	0,006	0,08
PEÓN	12,00	2,78	33,36	0,006	0,20
SUBTOTAL N					0,37
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**PRECIO UNIT.**	**COSTO**	
		A	B	C=A*B	
ASFALTO AP-3	KG	12,00	0,35	4,20	
AGREGADO TRITURADO	M3	0,075	11,00	0,83	
DISEL GENERADOR	GL	0,86	1,04	0,89	
ARENA NEGRA	M3	0,06	9,50	0,57	
TRANSPORTE EMZCLA ASFALTICA	M3*KM	1,35	0,25	0,34	
SUBTOTAL O				6,82	
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**TARIFA**	**COSTO**	
		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P					

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		9,07
INDIRECTOS Y UTILIDADES	**0,20**	1,81
OTROS INDIRECTOS		
COSTO TOTAL DEL RUBRO		11,34

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 8 **UNIDAD:** LITRO

DETALLE: ASFALTO DILUIDO RC-250 PARA RIEGO

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	**CANTIDAD**	**TARIFA**	**COSTO HORA**	**RENDIMIENTO**	**COSTO**
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Distribuidor de Asfalto	1,00	33,50	33,50	0,0030	0,10
Barredora Mecánica	1,00	25,44	25,44	0,0030	0,08
SUBTOTAL M					0,18
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEG)	**CANTIDAD**	**JORNAL/HORA**	**COSTO HORA**	**RENDIMIENTO**	**COSTO**
	A	B	C=A*B	R	D=C*D
Operador Equipo Pesado	1,00	2,82	2,82	0,0030	0,01
Operador Barredora	1,00	2,82	2,82	0,0030	0,01
Ayudante Maquinaria	1,00	2,78	2,78	0,0030	0,01
Oficial de Obra	1,00	3,02	3,02	0,0030	0,01
Peón	5,00	2,78	13,90	0,0030	0,04
SUBTOTAL N					0,08
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**PRECIO UNIT.**	**COSTO**
			A	B	C=A*B
Asfalto SC		gl	0,27	1,44	0,39
SUBTOTAL O					0,39
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		**UNIDAD**	**CANTIDAD**	**TARIFA**	**COSTO**
			A	B	C=A*B
SUBTOTAL P					

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		0,64
INDIRECTOS Y UTILIDADES	**0,20**	0,13
OTROS INDIRECTOS		
COSTO TOTAL DEL RUBRO		0,77

6.2.3.- CORNOGRAMA DE OBRA SUPERESTRUCTURA PUENTE DE VIGAS PRESFORZADAS

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL	CRONOGRAMA VALORADO (SEMANAS)																
					1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1	HORMIGÓN EN LOSA f'c= 280 kg/cm2 INCLUYE ENCOFRADO	m3	393,44	21273,65															21273,65			
2	ACERO ESTRUCTURAL fy= 4900 kg/cm2	kg	9,73	45878,31	4587,831	4587,831	4587,831	4587,831			4587,831	4587,831	4587,831			4587,831	4587,831	4587,831				
3	HORMIGÓN EN VIGAS f'c= 350 kg/cm2	m3	398,81	33034,99			16517,46	16517,46														
4	HORMIGÓN EN DIAFRAGMAS f'c= 280 kg/cm2	m3	490,45	4168,83									1389,608	1389,608	1389,608							
5	CABLES DE ACERO BAJA RELAJACIÓN fy 19600 kg/cm2	kg	4,35	21155,34			10577,97	10577,97														
6	TENSIONAMIENTO PARA ACERO DE PRESFUERZO	Mpa	1,41	6559,58			3276,29	3276,29														
7	CAPA DE RODADURA HORMIGÓN ASFÁLTICO 2" IN SITU	m2	11,34	3034,79																		3034,79
8	ASFALTO DILUIDO RC-250 PARA RIEGO	Litro	0,77	1697,78																		1697,78
9	TRANSPORTE Y MONTAJE VIGAS PRETENSADAS	unidad	19685,89	50543,88					25271,64	25271,64												
	inversión parcial				4587,831	4587,831	34959,55	34959,55	25271,64	25271,64	4587,831	4587,831	5977,439	1389,608	1389,608	4587,831	4587,831	4587,831	21273,647	0	0	4732,571
	inversión acumulada				4587,831	9175,661	44135,21	79094,76	104366,4	129638	134225,9	138813,7	144791,1	146180,8	147570,4	152158,2	156746	161333,9	182607,5	182607,5	182607,5	187340,07
	porcentaje parcial				2,448932	2,45	18,66	18,66	13,49	13,49	2,45	2,45	3,19	0,74	0,74	2,45	2,45	2,45	11,36	0,00	0,00	2,53
	porcentaj acumulado				2,448932	4,90	23,56	42,22	55,71	69,20	71,65	74,10	77,29	78,03	78,77	81,22	83,67	86,12	97,47	97,47	97,47	100,00

100

Nota: Precios no incluyen I.V.A.

CAPITULO 7.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

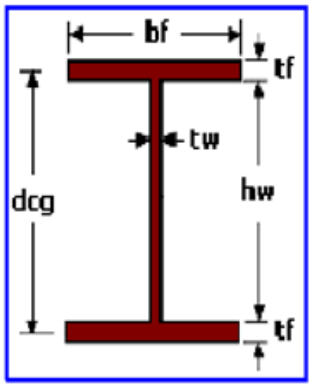
El propósito primario del presente documento radica en determinar los diferentes aspectos que involucra el diseño de la superestructura de un puente, por obvias razones se enfocó únicamente en el aspecto estructural y las consecuencias de este para el aspecto económico, cabe recalcar que para la sección de as secciones y tipos de materiales a utilizarse dentro de un proceso de estos se ve influenciada por varios aspectos que intervienen de manera directa o indirecta para el desarrollo de esta estructura, aspectos como la arquitectura del lugar y la ubicación del mismo son determinantes a la hora de seleccionar el material a utilizar, en el mercado ecuatoriano que es el marco en el cual se desarrolla el presente documento, el uso del acero como material predominante para el diseño de puentes, al ser un material prefabricado son evidentes su fácil adaptación a cualquier circunstancia que le depare el proyecto, el uso del concreto presforzado en nuestro mercado es mínimo, es así que dentro de los procesos de contratación pública desde el año 2008, ni siquiera el 3% de los puentes en el país (dato del Ministerio de Transporte y Obras Públicas), ha utilizado este sistema, se optó por realizar en paralelo el diseño de la superestructura de un puente de 30 metros y aplicar estos dos sistemas de diseño con el fin de denotar los aspectos que hayan obligado al mercado ecuatoriano a dejar de lado uno de los sistemas con gran acogida en países como Chile, México o Colombia, país con una realidad parecida a la nuestra, donde el historial de puentes es mucho más destacable con obras de ingeniería de este tipo.

Al desarrollar ambos métodos en paralelo fue necesario definir parámetros de diseño similares es por aquello que se optó por utilizar las normas del AASTHO LRFD en la versión del 2010 para el desarrollo del presente documento, en el capítulo 3 se expuso los parámetros de diseño utilizados haciendo hincapié en las diferencias para cada uno los casos expuestos, los capítulos 4 y 5 se

presentó el proceso matemático de diseño, obteniendo las secciones finales que se adjuntan a este documento, en el capítulo 6 se llevó a cabo el análisis de precios de las alternativas expuestas en los anteriores capítulos, los resultados obtenidos dentro de todo este proceso arrojaron las siguientes consideraciones:

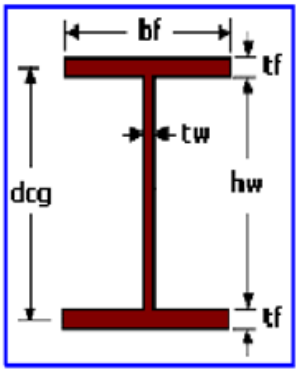
1.- Se partió por una distribución trasversal de la superestructura utilizando 5 vigas, tanto para el proceso de diseño de vigas metálicas y elementos presforzados, teniendo como resultado menores secciones y como era de esperarse menor cantidad de acero estructural para la losa.

Sección de diseño utilizada para la distribución trasversal tipo A



bf(mm)	380
tf sup (mm)	25,4
tw (mm)	8
hw (mm)	1400
tf inf (mm)	25,4
bf inferior (mm	380

Sección de diseño utilizada para la distribución trasversal tipo B



bf(mm)	**385**
tf sup (mm)	**27,94**
tw (mm)	**8**
hw (mm)	**1545**
tf inf (mm)	**27,94**
bf inferior (mm)	**385**

Donde se aprecia que en incremento en los patines es mínimo, esto resulta lógico considerando la manera en la sección tipo I distribuye la carga de flexión, y el incremento en el alma es de

alrededor del 10 % , lo cual resulta en una menor cantidad de acero debido a que se elimina un trabe completo para la sección transversal tipo B, la cantidad de acero en la losa de concreto aumenta para la distribución tipo “B”, lógico al tener mayor separación entre apoyos, pero el aumento es mínimo al considerar que se omite una viga completa para la estructura, cabe destacar que inicialmente la distribución de las vigas se encuentra regida por AASTHO LRFD, pero queda a consideración del diseñador enmarcarse en los rangos presentados de acuerdo a la mayor conveniencia para el proyecto.

Uno de los motivos por el cual el aumento de la sección fue menor radica en que en ambos casos la condición de diseño predominante fue la fatiga de sus elementos, en puntual el patín inferior sometido a flexión en una viga simplemente apoyada, el diseño de este elemento para fatiga se basa en los esfuerzos que produce un ciclo de cargas determinado, si el diseño se llevará a cabo omitiendo la fatiga en los elementos, la diferencia en las secciones de diseño serían mucho mas considerables.

Por consiguiente se optó por el uso de la distribución tipo B para los elementos metálicos prefabricados, de similar manera se realizó esta comparación para los elementos presforzados obteniéndose una diferencia mayor que la obtenida en los elementos metálicos, es así que las secciones del trabe iniciales, los trabes AASTHO tipo V, sometida para las condiciones de carga utilizaba menor acero de presfuerzo, pudiéndose considerar la optimización del diseño utilizando una menor sección, se optó por someter al trabe tipo V a la distribución tipo B, (separación 2,54 m entre apoyos), teniendo como resultado esfuerzos de tracción en las fibras inferiores en el centro del claro así como módulos de sección que no cumplían con los mínimos recomendados.

Se utiliza el trabe AASTHO tipo VI, teniendo un aumento en la sección trasversal de menos del 10 % con relación al trabe tipo V, se utilizan 45 torones de acero pretensado de 0,987 cm2 de

sección trasversal, 7 más que los utilizados para la sección tipo A, el aumento en los materiales es menor en relación al uso de la sección tipo B, por consiguiente se opta por eliminar un trabe y utilizar las secciones AASTHO tipo VI.

En resumen para el presente documento es más conveniente tener una mayor separación entre soportes que optar por menores secciones, esto se debe a que dentro del hormigón presforzado los costos para el aumento de secciones de hormigón no son representativos, cabe recalcar que los pesos de los trabes de hormigón se incrementaron en 6 toneladas en cada uno, teniendo como resultado un incremento de alrededor de 25 toneladas para la estructura pero se elimina un trabe de 50 ton que es el peso inicial del trabe de 30 m tipo V.

En relación al acero la diferencia entre las secciones es mucho menor, que la observada para los miembros presforzados, esto debido a que la fatiga es la acción predominante en el diseño, con relación a este tema se ampliará a continuación en el numeral 3 de este capítulo.

2.- En relación al acero de refuerzo utilizado en las losas de concreto como se amplió en el numeral anterior la sección final de diseño será la distribución tipo B, por consiguiente solo se hará referencia a la misma, el diseño es similar para los dos casos esto debido a que se consideran apoyos infinitamente rígidos, pero presenta una diferenciación en relación al lugar donde se consideran los momentos de diseño, el momento positivo de diseño no sufre ninguna variación esto debido a que es independiente del material y el valor depende únicamente de la separación entre apoyos que en nuestro caso es similar, para el momento negativo de diseño para la dirección principal, (perpendicular al tráfico), los apoyos metálicos permiten tomar el momento de diseño que se presenta a ¼ del apoyo, mientras que para elementos presforzados se permite tomar los momentos presentes a 1/3 del apoyo, cabe recalcar que el patín superior es de 38,5 cm y que el ala superior del trabe tipo VI es de 106 cm, por consiguiente existe una diferencia

considerable para el diseño negativo de las losas, esto se traduce lógicamente a la dirección secundaria ya que se diseña la misma para una fracción de la dirección primaria (AASTHO LRFD), utilizando elementos metálicos se tiene una distribución de acero principal negativo de 1 Ø 16 @ 17 cm, lo que se traduce en 9681 kg de acero de refuerzo para la losa de hormigón, mientras que utilizando elementos prefabricados presforzados se tiene una distribución de 1 Ø 16 @ 23 cm, teniendo como resultado 8937 kg de acero de refuerzo, como es evidente esto se traduce en una diferencia de 744 kg de acero.

3.- Dentro del diseño de losas de concreto para puentes AASTHO LRFD permite realizar determinadas simplificaciones para este fin, el uso de la tabla A4-1 es una de ellas, esta da valores de diseño para una determinada separación entre los apoyos, adjunto a este documento se encuentra en proceso analítico que se desarrolla para determinar dichas solicitaciones, teniendo como diferencia entre los valores obtenidos para ambos procesos porcentajes mínimos, teniendo un mayor valor en la tala expuesta por el AASTHO LRFD en la sección 4 por consiguiente se consideró adecuado el valor de diseño expuesta por la misma.

4.-En relación al diseño de elementos metálicos, se tuvo como resultado que las condiciones de diseño predominantes eran las de fatiga, como se amplió anteriormente, hay varias consideraciones para el diseño por fatiga, se considera un solo camión de diseño, este posee una distribución distinta al HL 93, que es el que se utilizó para este documento, el diseño se basa en los esfuerzos sobre las secciones debido a un ciclo de cargas, este ciclo de cargas es estimado mediante la siguiente expresión:

6.6.1.2.3-1

$$\mathbf{N = (365)(75)_n(ADTT)_{SL}}$$

Se procedió a utilizar la presente expresión de cálculo obteniéndose valores elevados de esfuerzo sobre el patín inferior, controlando el diseño de la sección, AASTHO LRFD considera que un periodo de 75 años es el adecuado para una estructura de este tipo, se omitió este concepto, debido a que no se considera aplicable a nuestra realidad, se optó por un periodo de diseño de 50 años, teniendo un ciclo menor de cargas y obteniendo las secciones que se presentan en este documento, cabe recalcar que realizando este cambio la condición de diseño por fatiga, y la resistencia nominal por flexión en el patín inferior se acercan mucho a sus límites requeridos, por tanto se considera una sección más adecuado para nuestro estudio.

5.- En relación a las solicitaciones que se presentan en la estructura se aprecia que debido a las cargas actuantes sobre la misma, q los momentos de diseño, así como las solicitaciones a corte producidas sobre la estructura conformada por elementos prefabricados presforzados es considerablemente mayor a las solicitaciones que se desprenden de la estructura conformada por elementos metálicos, se aprecia un incremento considerable en el momento que se produce en el centro del claro debido al peso propio del trabe, de 189 t-m para vigas presforzadas, y de 30 t-m para vigas metálicas, esto es lógico debido a la diferencia existente entre las secciones de los trabes metálicos y presforzados, de similar manera las solicitaciones por corte en los apoyos varían desde 25 t para los elementos de hormigón, hasta 4 t para los elementos metálicos, además la presencia de diafragmas rígidos de hormigón armado aumentan las solicitaciones en la estructura de manera ostensible, mientras que diafragmas y rigidizadores no producen un aumento considerable para la sección metálica, esto se traduce en mayores secciones de diseño, pero de distintos materiales.

6.- Con las secciones definitivas definidas, se obtuvieron los siguientes valores en relación al análisis de precios unitarios de las mismas, para la superestructura conformada con elementos metálicos un costo de **271 541,34 USD, doscientos setenta y un mil quinientos cuarenta y un**

34/00 dólares americanos, el desglose de los volúmenes de obra y precios unitarios se adjunta a este documento, dichos precios se llevaron a cabo utilizando los valores de mano de obra actuales y fueron comparados con los valores en el mercado nacional, para la superestructura utilizando elementos prefabricados presforzados, se obtuvo un valor de **187 340, 07 USD, ciento ochenta y siete mil trescientos cuarenta 07/00** dólares americanos, como se aprecia en los resultados obtenidos el costo de la superestructura de hormigón es ostensiblemente menor.

7.- Cabe recalcar que la disponibilidad del mercado en relación al hormigón pretensado es casi nula, se encontró 2 empresas en el país que dan el servicio de pretensado en vigas, la primera se encuentra en la ciudad de Guayaquil y la otra en la ciudad de Babahoyo, de las mismas se desprenden los precios presentados para el presente documento, se debe recalcar varios aspectos en un estudio como este, el propósito primario es el de realizar una comparación entre los dos sistemas constructivos, partiendo por el diseño y llegando a la factibilidad del mismo, pasando por el análisis del costo de la estructura, se optó por no realizar el presente documento para casos específicos, si bien se tienen un claro determinado y un ancho de calzada, se omitieron diseños elementos que convirtiesen el análisis para un determinado caso, luego de obtener los precios de la estructura y analizar su disponibilidad dentro del mercado es imposible no analizar las diferentes variantes que presenta cada proceso, se adecuo a la realidad nacional el presente diseño, motivo por el cual se utilizaron secciones no compactas las cuales son comunes en el medio, si bien son elementos prefabricados existe una diferenciación en relación al montaje de elementos metálicos, se pueden fabricar desde planta los trabes presentes en este documento, pero debido al transporte de los mismos se opta por realizar el montaje en obra por secciones de 6 m, si se prevé soldaduras de penetración completa el trabe funcionaría como un todo sin necesidad de diseñar cubre placas en las uniones, se omitió el diseño de las mismas por no aportar con elementos de juicio para la presente comparación.

Los elementos presforzados solo pueden ser armados en planta, es por aquello que su transporte se encuentra ligado a las condiciones de determinado proyecto, sin ser un impedimento para el mismo, en Latinoamérica se ha realizado el transporte de vigas de hasta 45 m prefabricadas, para realizar su izaje en obra, por consiguiente la ubicación del proyecto será determinante a la hora de seleccionar la opción más conveniente para su aplicación, debido a la escases de proveedores para el caso de elementos presforzados se hace difícil su aplicación en lugares alejados a las plantas antes mencionadas, pero la diferencia de precio bien podría ser determinante a la hora de su aplicación, toda la responsabilidad radica en el profesional y en el ingenio del mismo para su aplicación cualquiera sea el material escogido.

Bajo la premisa de que se utilizan elementos prefabricados, no se puede aislar el proyecto de la realidad nacional, por aquel motivo se realizó el cronograma de obra simulando el montaje de acero por secciones, teniendo como repercusión el incremento en el tiempo de ejecución de obra, si bien es de dos semanas cabe recalcar que este incremento es mínimo debido a que se consideró que dos equipos montaban la estructura simultáneamente, lo cual se traduce en incremento del costo de montaje, mientras dos grúas podrían montar los trabes en cuestión de horas, es responsabilidad entera del diseñador tomar en consideración todos los aspectos que intervienen dentro del proceso constructivo.

8.- No se puede aislar un proyecto del lugar de su aplicación y de la realidad socio cultural que lo rodea, el Ecuador es un país que desde el año 2008 ha elevado a su portal de contratación pública más de 1200 procesos en relación al diseño o construcción de puentes, dentro de este portal se encuentran 4 procesos utilizando elementos prefabricados presforzados, encontrándose procesos de similares características, longitud del vano y ancho de calzada, teniendo menores costos utilizando elementos presforzados, como ejemplo se tiene el puente sobre el río Shell en la provincia de Pastaza con código : COTO-007-GADPPz-2013 donde se

utilizan elementos metálicos, de 35 m de vano y el puente del sector Febres CORDEO sobre el río las Juntas, en el cantón Babahoyo de similares características utilizando elementos presforzados, teniendo como diferencia entre presupuestos un valor de alrededor del 15% del proyecto.

Las dos alternativas presentadas para el desarrollo del presente documento pretender exponer los procesos de diseño y algunas de las consideraciones a presentarse dentro del desarrollo del mismo, como se mencionó en este documento existen varios factores que determinarán la vialidad del proyecto, no se puede realizar una comparación entre dos materiales limitándose al costo del mismo, así mismo no se puede enmarcar en los valores obtenidos sobre las secciones de diseño, el límite esfuerzo obtenido en los patines de las secciones de acero, no puede limitarse a ser comparado con el esfuerzo sobre el hormigón, el tamaño y espesor de las secciones van de acuerdo a las características que presenta cada material, un análisis completo solo es posible relacionando al proyecto con todos y cada uno de los aspectos que este comprende.

BIBLIOGRAFÍA:

- WAI-FAH CHEN, LIAN DUAN. BRIDGE ENGINEERING seismic desing: CRC PRESS 2000.
- Michael Soubry BSc (Eng) ACGI MICE MlStructE CEng. bridge detailing guide: CIRIA 2001
- WAI-FA CHEN, LIAN DUAN. BRIDGE ENGINEERING handbook : CRC PRESS 1999
- RICHARD M. BARKER, JAY A. PUCKETT. DESING OF HIGHWAY BRIDGES an LRDF approach: JOHN WILEY & SONS 2007
- FRITZ LEONHARDT. BASES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE PUENTES MONOLÍTICOS: ATENEO 1987
- MC ING. ARTURO RODRÍGUEZ SERQUEN. PUENTES AASHTO.LRFD 2007: ING.ARS 2007
- M.N.J. PRIESTLEY, F SEIBLE. SEISMIC DESING AND THEORY OF BRIDGES. WILEY &SONS INC. 1996.
- MODJESKI AND MASTERS. COMPREHESIVE DESING EXAMPLE FOR PRESTRESSED CONCRETE GIRDER SUPERSTRUCTURE BRIDGE. MODJESKI AND MASTERS consulting Engineers 2003
- MICHAEL BAKER JR. LRFD DESING steel girder superstructure bridge. FHWA 2003

- WAI-FAH CHEN, LIAN DUAN. BRIDGE ENGINEERING seismic desing: CRC PRESS 2000.
- Michael Soubry BSc (Eng) ACGI MICE MlStructE CEng. bridge detailing guide: CIRIA 2001
- WAI-FA CHEN, LIAN DUAN. BRIDGE ENGINEERING handbook : CRC PRESS 1999
- RICHARD M. BARKER, JAY A. PUCKETT. DESING OF HIGHWAY BRIDGES an LRDF approach: JOHN WILEY & SONS 2007
- FRITZ LEONHARDT. BASES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE PUENTES MONOLÍTICOS: ATENEO 1987
- MC ING. ARTURO RODRÍGUEZ SERQUEN. PUENTES AASHTO.LRFD 2007: ING.ARS 2007
- M.N.J. PRIESTLEY, F SEIBLE. SEISMIC DESING AND THEORY OF BRIDGES. WILEY &SONS INC. 1996.

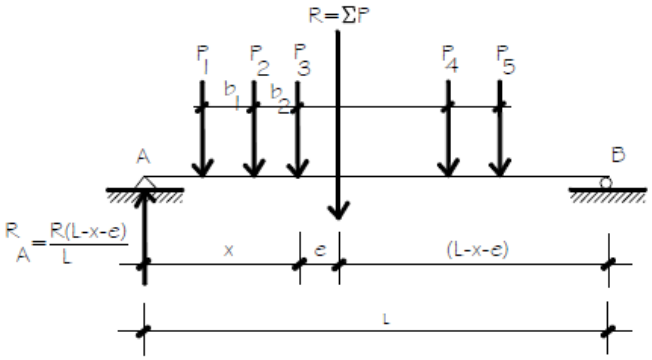
- MODJESKI AND MASTERS. COMPREHESIVE DESING EXAMPLE FOR PRESTRESSED CONCRETE GIRDER SUPERSTRUCTURE BRIDGE. MODJESKI AND MASTERS consulting Engineers 2003
- MICHAEL BAKER JR. LRFD DESING steel girder superstructure bridge. FHWA 2003

ANEXOS

Anexo 1 Máximo Momento de Flexión Para Vigas Simplemente Apoyadas.

Bisecando la distancia entre la resultante de un tren de cargas y la carga más próxima a ella, por un eje que pasa por el centro de luz, el máximo momento de flexión en una viga simplemente apoyada se encuentra casi siempre bajo la carga más próxima a la resultante. En caso de igualdad de distancias, se ubica bajo la carga más pesada (Teorema de Barré)

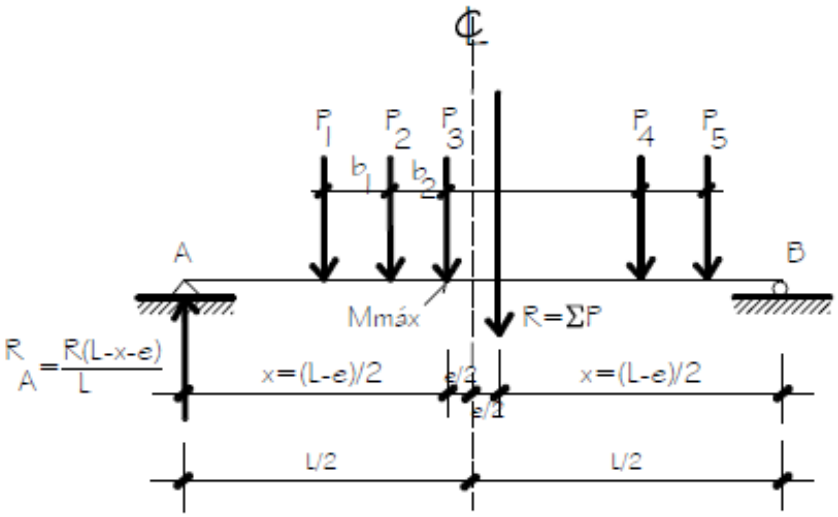
En efecto, en el tren de cargas mostrado, tomando momentos en el punto donde incide la carga P3 tenemos:



$$M_{P3} = \frac{R(L - x - e)}{L} x - P_1(b_1 + b_2) - P_2 b_2$$

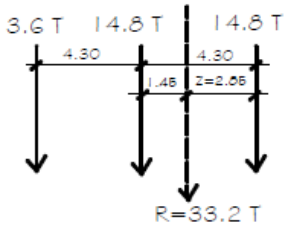
$$\text{Para } M_{P3} = \text{máx}, \quad \frac{dM_{P3}}{dx} = 0$$

$$\frac{R}{L}[-1(x) + (L - x - e)] = 0$$

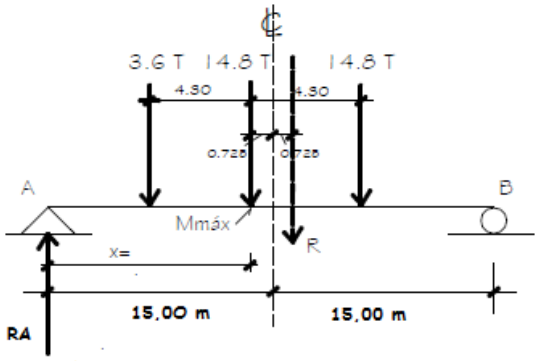


Aplicando estos conceptos a nuestro caso hipotético de diseño, para una longitud de claro de 30 m, diseño utilizando un camión de diseño AASTHO LRFD HL-93

a) Camión de Diseño:



Tren de Carga HL-93

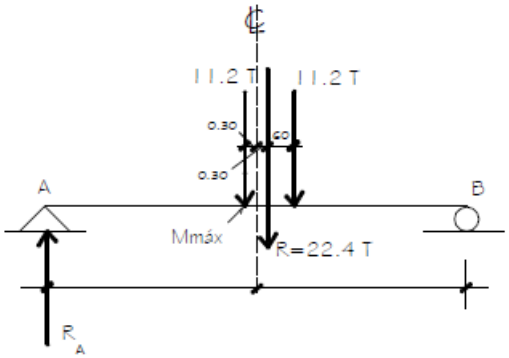


Del gráfico anterior:

30 * RB = 15,725 * (33,2) ► RB= 17,40 Ton ► RA= 15,80 Ton

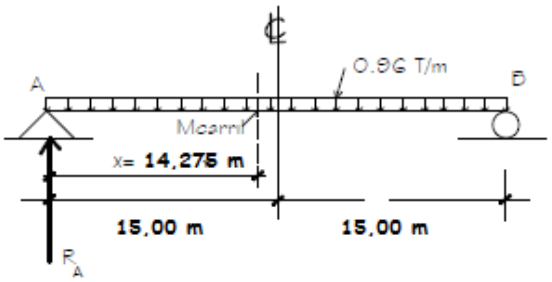
Mmax= 15,80*14,275 – 3,60*4,30 ► Mmax= 225,454 Ton – m

b) Tándem de Diseño



RA + RB = 22,4 Ton
30 RB=22,4* (15-0,3) ► RA= 10,976 Ton
Mmax= (10,976) * (15- 0,3) ► 161,34 Ton- m
c) Carga de Carril.

Se debe combinar el camión o el tándem de diseño con la carga de carril aplicada, por se mayor se escogerá la carga del camión, en x= 14,275 m desde el apoyo izquierdo.



w= 0,96 T/m ► 0,96 * 30 =28,8 ► RA=RB= 14,4 Ton

$$M\ carril\ x= 14{,}275 = 14{,}4Ton * 14{,}275m - \frac{(0{,}96\ T/m * (14{,}275m))}{2}$$

M carril x= 14,275 = 107,75 Ton - m

Se debe considerar el incremento por carga dinámica del 33% especificado por AASTHO LRFD, por consiguiente:

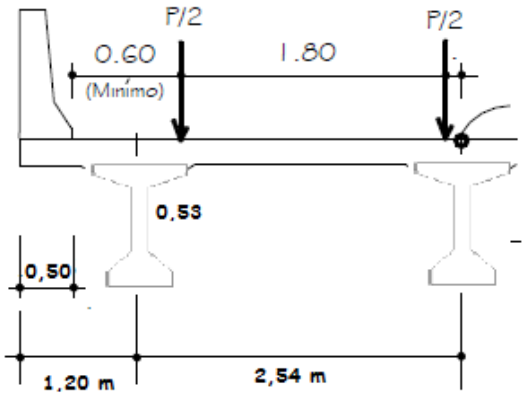
Mmax (LL + IM) = (210,065 T - m* 1,33) + 107,75 Ton – m

Mmax (LL + IM) = 387 Ton –m (Momento de Diseño) lqqd.

Anexo 2 Cálculo Factores de Distribución Viga exterior.

El % de Momento " g " que se distribuye para una viga exterior es:

a.-Tabla 4.6.2.2.2d-1 Ley de Momentos (Regla de la Palanca), un carril de diseño cargado



$$R_A = \left(\frac{1.70}{2.54} + \frac{1.54}{2.54}\right)\left(\frac{P}{2}\right) = 0.63 \quad P$$

Para estados límites de resistencia y Servicio g*1,20 ►g= **0,75**

b.- Tabla 4.6.2.2.2d-1 Caso dos o más Carriles Cargados.

g=e*(g int)

Donde:

de= distancia desde el eje central de la viga a la cara interior de la barrera = 700 mm

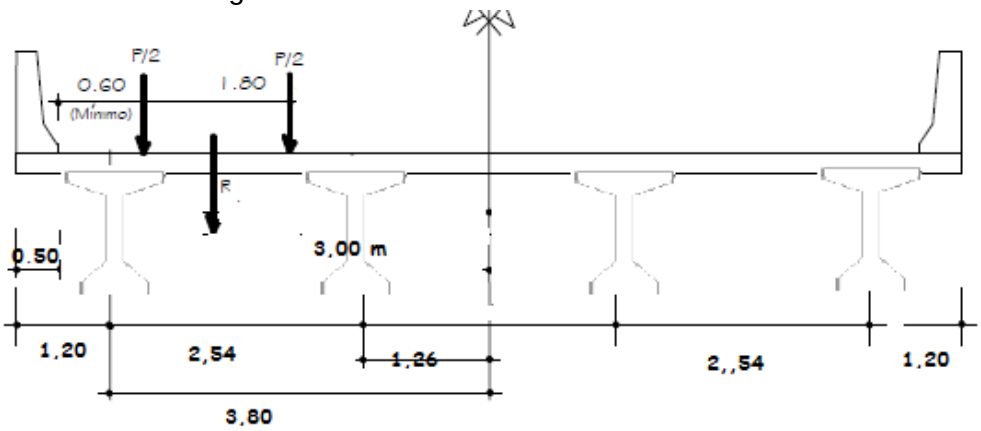
e= 0,77 + (de/2800)

e= 1,02

g int = 0,73 ► g ext = 0,73 * 1,02 = **0,75**

c.- Art. 4.6.2.2.2d Caso Puentes de Viga y losa con diafragmas rígidos.

c.1 Un carril Cargado



$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext}\Sigma e}{\Sigma x^2} \qquad (C4.6.2.2.2d\text{-}1)$$

Donde:

R= reacción sobre la viga en términos de carril.

NL= número de carriles Cargados.

Nb= número de vigas = 4

e= excentricidad del camión o carga de carril respecto del centro de gravedad del conjunto de vigas = 3.00 m

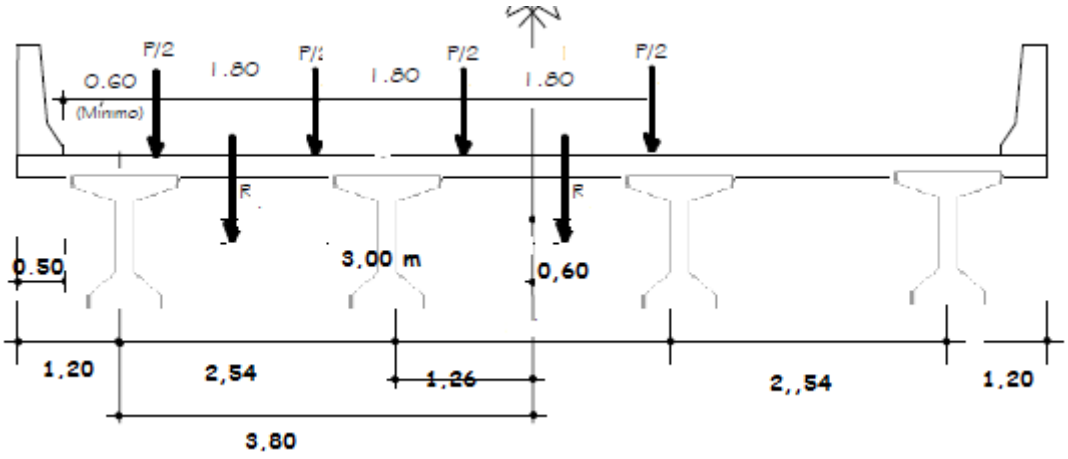
eext = Distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta la viga exterior = 3,80 m

x= distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta cada viga.

$$R = \frac{1}{4} + \frac{3{,}80\ \text{m}\,(\ 3{,}00)}{2[(\ 3{,}80\ )^2 + (\ 1{,}26\ )^2]} =$$

g= 0,60 ► 1,2 *0,60 =0,73

c.2 Dos carriles Cargados.



$$R = \frac{2}{4} + \frac{3{,}80\ \text{m}\,(\ 3{,}00\ -\ 0{,}60\ )}{2[(\ 3{,}80\ )^2 + (\ 1{,}26)^2]} =$$

g= 0,77

Siendo este último el mayor se utiliza para el diseño de la viga exterior, el procedimiento de diseño se adjunta a este documento así como también los planos del mismo.

Anexo 3 Requerimientos Conectores de Corte AASTHO LRFD 6.10.7.4.1 a

Requerimientos Básicos	$\frac{h_s}{d_s} \geq 4.0$	Fillet welds along the heels and toe shall not smaller than 5 mm
	$6d_s <$ pitch of connector $p = (nZ_r I) / V_{sr} Q < 600$ mm Transverse spacing $\geq 4d_s$ Clear distance between flange edge of nearest connector ≥ 25 mm Concrete cover over the top of the connectors ≥ 50 mm and $d_s \geq 50$ mm	
Requerimeintso Especiales	**Numero extra de conectores, Region negativa de diseño sección no compuesta.** $n_{ac} = (A_r f_{sr}) / Z_r$	
Resistencia Fatiga	$Z_r = \alpha d_s^2 \geq 19 d_s^2$ $\alpha = 238 - 29.5 \log N$	—
Resistencia Nominal al Corte	$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc} F_u$	$Q_n = 0.3(t_f + 0.5 t_w) L_c \sqrt{f'_c E_c}$
Conectores de Corte Requeridos	$n = \frac{V_h}{\phi_{sc} Q_n}$; $V_h = \text{smaller} \begin{cases} 0.85 f'_c b_{eff} t_s \\ \sum A_{si} F_{yi} \end{cases}$	

Donde:

A_{sf} = área del componente de acero
b_{eff}= espesor efectivo del ala
h_s= altura conector
d_s= diámetro del conector
n= número de conectores por sección transversal
Ec= Módulo de elasticidad del concreto
fc= esfuerzo de compresión en el ala, debido a la carga factorada
f'c= esfuerzo de compresión del concreto
F_{yt}= Tensión mínima a la fluencia, de los componentes de la sección.
f_{sr}= Rango de tensión en el refuerzo longitudinal (LRFD 5.5.3.1)
F_u= Resistencia a la tracción mínima del conector.
Lc= Longitud del canal (conector)
Q= Primer momento de la sección transformada con respecto al eje neutro, de la sección compuesta a acorto plazo.

1.- Tamaño del Conector:

El conector deberá penetrar como mínimo 50 mm en la losa, y el recubrimiento del concreto sobre el conector deberá ser de 50 mm, como mínimo.

hs= 150 mm > 50 mm ok

Diámetro Conector: ds = 25 mm < 38 mm (hs/4)

Vsrx=0 : 23,64 ton (231,672 Kn)

$$p_{required} = \frac{n_s Z_r I_{com-n}}{V_{sr} Q}$$:

n = 3

Zr = 19 ds^2 = 11875 N

$$Q = \left(\frac{b_{eff}\, t_s}{8}\right)\left(y_{st-n} + t_h + \frac{t_s}{2}\right)$$

Q= (2540 mm* 205 mm)*(1459,64- 1133,08)
8

Q= 21218525 mm^ 3 (1294, 6 in ^3)

I= 30026210579 mm^4

ρ req= 50412 /Vsr

ρ req= 235 ,9 mm ► 245 mm

Control estado límite de Resistencia:

a) Fuerza de corte horizontal (AASTHO LRFD 6.10.7.4.4b) :

Vh = menor valor entre:

- 0,85 f´c*beff * ts = 0,85* 28*2540 * 205 = 12392660 N = 12392,66 KN
- Fyw* D* tw + Fyt * bft * tft + Fyc*bfc*tfc
  = 248,2 *((1562 *19,059) + (385mm * 28,57 mm) + (385mm * 28,57 mm)

  ►12849,88 KN

b) Resistencia Nominal al Corte (AASTHO LRFD 6.10.7.4.4c) :

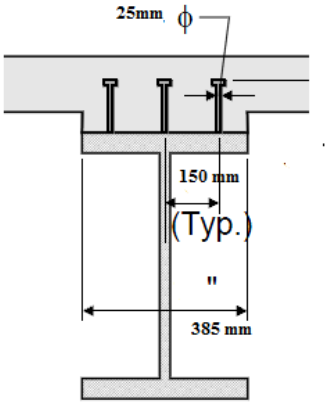
Fu= 420 Mpa

0,5*(f'c*Ec)^0,5 = 418 Mpa < 420 Mpa

Qn= 0,5 Asc *(f'c*Ec) ^0,5 = 418,3 (3,1416*(25)^2) = 205 332 N = 205 KN
4

c) Número Resultante de Conectores de Corte : 25 mm

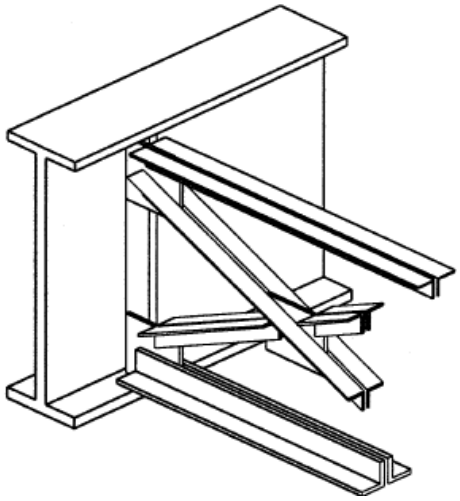
12 392,66 KN/ (0,85* 205) = 71,12 hasta 0,4 L1 = 7,5 m ► 1 Fila de 3 Conectores cada 30 cm



Corte Típico pernos de Corte

Anexo 4 Diafragmas

.- Superestructura Metálica



Se utilizan ángulos de acero A36 con un límite de fluencia de 248 Mpa, se asume una carga lateral de viento para el desarrollo de los mismos, actuando 2/3 de la carga por debajo de la losa, y un tercio de la carga por sobre la losa, del AASTHO LRFD en la tabla 3.8.1.2, se asume la presión P_D =0,0024 Mpa, d=altura de viga =1545 mm, y γ= 1,4 (AASTHO LRFD tabla 3.4.1-1)

Carga de viento sobre la estructura:

W= 0,0024 * (2700)= 6,48 Kn/m > 4,4 Kn/m

Fuerza actuante sobre el ala inferior

W_{bf} = γp_Dd/2 = (1,40*0,0024*1545)/2=2,60 Kn/m

Fuerza actuante sobre el ala superior

w_{tf} = 1,40*0,0024*(2700-(1545/2))= 6,47 Kn/m

Fuerza actuante sobre diagonales.

Lb= 5,0 m

F_{bf}= W_{bf}* Lb=(2,60*5)=13 KN

F_d= F_{tf}/cosØ=6,47*(5)/(cos45)= 46,21 Kn

Marco Inferior

152x152x12,7 mm; As=3710 mm2; r_{min}= 30mm; L= 2540 mm

Esbeltez:

Kl/r= 0,75*2540/30 = 63,5 < 140 ok

b/t = 152/12,7 = 11,97 < 0,45*(E/Fy)=12,89 ok

Capacidad Axial

λ= ((0,75*(2540)) ^2/30 (3,1416) = 0,59 < 2,25 AASTHO 6.9.4.1-1 ok

P_n= 0,66^λ As * Fy = 725 Kn

P_r= ϕ_c P_n = 0,90*725 = 652 Kn > 13 Kn

Diagonales:

102x102x7,9 As=1550 mm^2 r_{min} =20,1: L=1500 mm

Esbeltez:

KL/r =55,97 < 140 OK

b/t=102/7,9= 12,9 = 0,45*(E/Fy)=12,8 ok

Capacidad Axial

λ= ((0,75*(1500)) ^2/20,1 (3,1416) = 0,35 < 2,25 AASTHO 6.9.4.1-1 ok

P_n= 0,66^λ As * Fy = 335 Kn

P_r= ϕ_c P_n = 0,90*335 = 301 Kn > 46,21 Kn