



Universidad Austral de Chile

Facultad de Ciencias de la Ingeniería

Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles

"ESTUDIO DE UN ANTEPROYECTO DE PUENTE CONFORMADO POR VIGAS DE ACERO GERBER Y SIMPLEMENTE APOYADAS PARA LA CIUDAD DE CALBUCO"

Tesis para optar al título de:
Ingeniero Civil en Obras Civiles.

Profesor Patrocinante:
Sr. José Soto Miranda.
Ingeniero Civil, M. Sc. en Ing. Civil.
Mención Ingeniería Sísmica.

JORGE MAURICIO DOMÍNGUEZ EVENS
VALDIVIA – CHILE
2009

Dedicado a toda mi familia por el apoyo recibido siempre. De forma muy especial a: mi mamá Eliana Evens, mi tata Rosa Barría y a mi primo Esteban Moneva.

También se lo dedico a la Mary, ya que me acompañó y apoyó durante mi paso por la universidad.

INDICE TEMATICO.

RESUMEN	1
SUMMARY	2
Capítulo I	3
1.- INTRODUCCION	3
1.1.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	3
1.2.- ANTECEDENTES Y CONSIDERACIONES	6
1.3.- OBJETIVOS	8
1.4.- METODOLOGIA	8
1.5.- CONSIDERACIONES DE DISEÑO	9
Capítulo II	10
2.- BREVE INTRODUCCION A LOS PUENTES	10
2.1.- INTRODUCCION	10
2.2.- MATERIALES	11
2.3.- TIPOLOGIA	12
2.4.- PARTES DE UN PUENTES	14
Capítulo III	15
3.- CARACTERIZACION HIDRAULICA DEL CANAL Y RELIEVE MARINO	15
3.1.- CARACTERIZACION HIDRAULICA DEL CANAL	15
3.2.- RELIEVE MARINO	16
Capítulo IV	18
4.- ESTUDIO DE LOS EFECTOS DE LA APERTURA EN EL PEDRAPLEN EN LA POSIBLE RE-SUSPENSION Y MOVILIZACION DE LOS LODOS	18
4.1.- DESCARGAS Y USOS EN EL CANAL CAICAEN	19
4.2.- CUBICACION Y CARACTERIZACION DE LOS SEDIMENTOS	20
4.3.- EFECTOS DE LA APERTURA DEL PEDRAPLEN	23
Capítulo V	25
5.- CONSIDERACIONES DE DISEÑO PARA UN PUENTE	25
5.1.- CARGAS	25
5.1.1.- Cargas de Peso Propio (D)	25

5.1.2.- Sobrecargas Permanentes (SD).....	26
5.1.3.- Carga Móvil Vehicular (L).....	26
5.1.4.- Carga Peatonal (Lp)	28
5.1.5.- Efecto Dinámico o Coeficiente de Impacto de las Cargas Móviles (CI)	29
5.1.6.- Carga de Viento (W)	30
5.1.7.- Fuerzas Sísmicas (EQ)	30
5.1.8.- Presión de Tierras (E).....	30
5.1.9.- Coeficiente de Reducción (CR)	30
5.1.10.- Coeficiente de Distribución (CD)	31
5.2.- COMBINACIONES DE CARGAS.....	32
5.3.- HORMIGON	34
5.3.1.- Resistencias	34
5.3.2.- Modulo de Young para Hormigón (E _h)	34
5.3.3.- Modulo de Poisson para Hormigón (v _h).....	34
5.3.4.- Coeficiente de Dilatación Térmica para Hormigón (α _h).....	35
5.4.- ACEROS	35
5.4.1.- Calidad	35
5.4.2.- Espesores mínimos del Acero Estructural.....	35
5.4.3.- Recubrimientos mínimos del Acero de Refuerzo en el Hormigón	36
5.4.4.- Modulo de Young para Acero (E _s).....	36
5.4.5.- Modulo de Poisson para Acero (v _s)	36
5.4.6.- Coeficiente de dilatación térmica para Acero (α _s)	36
5.5.- CONTROL DE DEFORMACIONES	37
Capítulo VI	38
6.- DISEÑO DEL PUENTE.....	38
6.1.- GENERALIDADES	38
6.2.- UBICACIÓN, PERFIL LONGITUDINAL DEL TERRENO Y TRAMOS DEL PUENTE	40
6.2.1.- Ubicación del Puente.....	40
6.2.2.- Perfil Longitudinal del Terreno	41
6.2.3.- Tramos del Puente.....	41
6.3.- INGRESO DEL MODELO EN SAP2000	42
6.3.1.- Modelo Principal.....	42
6.3.2.- Modelo Complementario.....	45
6.4.- DISEÑO DEL TABLERO	46
6.4.1.- Cargas Permanentes (DL)	47
6.4.2.- Cargas Vivas.....	47

6.4.3.- Momentos en todo el tablero debido a las Cargas Permanentes.....	48
6.4.4.- Momentos en la calzada debido a las Cargas Vivas	49
6.4.5.- Momentos en el pasillo debido a las Cargas Vivas.....	52
6.4.6.- Resumen de Momentos y Estados de Cargas de Diseño.....	53
6.4.7.- Cálculo de Armaduras de Refuerzo	55
6.5.- DISEÑO DE BARRERAS	58
6.5.1.- Diseño de Barandas.....	59
6.5.2.- Diseño de Postes	61
6.5.3.- Diseño quiebre del Postes y placa de apoyo.....	63
6.6.- DISEÑO DE VIGAS	64
6.6.1.- Cargas.....	64
6.6.2.- Combinaciones de Carga.....	66
6.6.3.- Antecedentes y Formulas de Diseño	66
6.6.4.- Tramo 1 y Tramo 5	80
6.6.5.- Tramos 3.....	82
6.6.6.- Tramos 2 y Tramo 4.....	85
6.6.7.- Control de Deformaciones.....	89
6.6.8.- Resumen de las Vigas, Revanchas y Ecuación de las Secciones Variables.....	90
6.6.9.- Ubicación de los Atiesadores	91
6.7.- DISEÑO DE ARRIOSTRAMIENTOS PARA VIENTO.....	93
6.7.1.- Cargas.....	93
6.7.2.- Combinaciones de Carga.....	94
6.7.3.- Antecedentes y Formulas de Diseño	94
6.7.4.- Tramo 1 y Tramo 5	97
6.7.5.- Tramo 2 y Tramo 4	99
6.7.6.- Tramo 3A.....	104
6.7.7.- Tramo 3B.....	108
6.7.8.- Resumen de los Arriostramientos	110
6.7.9.- Ubicación de los Arriostramientos.....	111
6.7.10.- Peso Propio de los Arriostramientos, Atiesadores y Conectores.....	113
6.8.- DISEÑO DE COLUMNAS.....	114
6.8.1.- Cargas.....	114
6.8.2.- Combinaciones de Carga.....	115
6.8.3.- Antecedentes y Formulas de Diseño	116
6.8.4.- Diseño Sísmico de Columnas	123
6.8.5.- Columna 1 y Columna 2.....	130
6.8.6.- Columna 3 y Columna 4.....	133

6.8.7.- Columna 5 y Columna 6.....	136
6.8.8.- Columna 7 y Columna 8.....	139
6.8.9.- Resumen de las Columnas.....	142
6.9.- DISEÑO DE FUNDACIONES PILOTEADAS	143
6.9.1.- Cargas.....	144
6.9.2.- Combinaciones de Carga.....	145
6.9.3.- Antecedentes y Formulas de Diseño	146
6.9.4.- Diseño Sísmico de Fundaciones	151
6.9.5.- Fundación 1	152
6.9.6.- Fundación 2	156
6.9.7.- Fundación 3	160
6.9.8.- Fundación 4	164
6.9.9.- Cálculo de Armaduras de Refuerzo de los Dados de Fundación.....	168
6.10.- DISEÑO DE ESTRIBOS	170
6.10.1.- Cargas.....	171
6.10.2.- Combinaciones de Carga.....	172
6.10.3.- Antecedentes y Formulas de Diseño	173
6.10.4.- Ingreso del Modelo en SAP2000	186
6.10.5.- Cálculo de Armaduras de Refuerzo	191
6.11.- DISEÑO DE VIGAS CABEZAL.....	196
6.11.1.- Cargas y Combinaciones de Carga	196
6.11.2.- Antecedentes y Formulas de Diseño	196
6.11.3.- Cabezal 1 y Cabezal 4	200
6.11.4.- Cabezal 2 y Cabezal 3	202
6.12.- BARRAS ANTISISMICAS	204
6.12.1.- Carga	204
6.12.2.- Diseño de las Barras Antisísmicas	205
Capítulo VII.....	207
7.- PRESUPUESTO.....	207
Capítulo VIII.....	209
8.- RESULTADOS Y CONCLUSIONES	209
9.- BIBLIOGRAFIA	211

ANEXO A	214
A.1.- DIAGRAMAS DE MOMENTOS Y CORTES.....	215
A.1.1.- Momentos.....	215
A.1.2.- Cortes.....	218
A.2.- MODOS DE VIBRAR.....	221
ANEXO B	223
B.- PLANILLAS DE DISEÑO DE LAS VIGAS Y SUS ELEMENTOS.....	224
B.1.- TRAMO 1 Y TRAMO 5.....	224
B.1.1.- Viga Sola para M+.....	224
B.1.2.- Viga mas Losa Colaborante para M+.....	227
B.1.3.- Conectores de Corte para M+.....	231
B.2.- TRAMO 2 Y TRAMO 4.....	232
B.2.1.- Viga Sola para M+.....	232
B.2.2.- Viga Sola para M-.....	235
B.2.3.- Viga mas Losa Colaborante para M+.....	238
B.2.4.- Viga mas Losa Colaborante para M-.....	241
B.2.5.- Conectores de Corte para M+.....	245
B.2.6.- Conectores de Corte para M-.....	246
B.3.- TRAMO 3A.....	247
B.3.1.- Viga Sola para M-.....	247
B.3.2.- Viga mas Losa Colaborante para M-.....	250
B.3.3.- Conectores de Corte para M-.....	254
B.4.- TRAMO 3B.....	255
B.4.1.- Viga Sola para M+.....	255
B.4.2.- Viga mas Losa Colaborante para M+.....	258
B.4.3.- Conectores de Corte para M+.....	262
ANEXO C	263
C.- PLANILLAS DE DISEÑO AXIAL DE ELEMENTOS DE ACERO.....	264
C.1.- EJEMPLO DE DISEÑO A TRACCION.....	264
C.2.- EJEMPLO DE DISEÑO A COMPRESION.....	264
ANEXO D	265
D.- DISEÑO SÍSMICO EN BASE AL MANUAL DE CARRETERAS.....	266
D.1.- PARAMETROS.....	266
D.1.1.- Aceleración Efectiva Máxima del Suelo (A_0).....	266

D.1.2.- Aceleración Máxima del Suelo (a_0)	267
D.1.3.- Zonificación Sísmica.....	267
D.1.4.- Clasificación por Importancia.....	267
D.1.5.- Peligro de Socavación Sísmica (PSS) para el Diseño Sísmico.....	269
D.1.6.- Categorías de Comportamiento Sísmico (CCS)	269
D.1.7.- Efecto del Suelo	270
D.2.- METODO DE DISEÑO.....	271
D.2.1.- Método del Coeficiente Sísmico Modificado por la Respuesta Estructural.....	272
D.2.2.- Factores de Modificación de Respuesta (R).....	273
D.2.3.- Limitación del Esfuerzo de Corte Basal.....	273
D.2.4.- Determinación de las Fuerzas y Desplazamientos Elásticos	274
D.2.5.- Criterio de Combinación para las Fuerzas Sísmicas Ortogonales	274
D.2.6.- Fuerzas Modificadas de Diseño para Elementos Estructurales y Conexiones	274
D.2.7.- Fuerzas Modificadas de Diseño para Fundaciones	275
D.2.8.- Largo de Apoyo Mínimo	276
ANEXO E	277
E.- PLANILLAS DE DISEÑO DE COLUMNAS POR TENSIONES ADMISIBLES.....	278
E.1.- COLUMNA 1 Y COLUMNA 2.....	278
E.2.- COLUMNA 3 Y COLUMNA 4.....	280
E.3.- COLUMNA 5 Y COLUMNA 6.....	282
E.4.- COLUMNA 7 Y COLUMNA 8.....	284
ANEXO F	286
F.- PLANILLAS DE DISEÑO DE FUNDACIONES PILOTEADAS	287
F.1.- FUNDACIÓN 1.....	288
F.2.- FUNDACIÓN 2.....	294
F.3.- FUNDACIÓN 3.....	300
F.4.- FUNDACIÓN 4.....	306
F.5.- CAPACIDAD DE SOPORTE DE UN PILOTE.....	312
ANEXO G	315
G.- PLANILLAS DE DISEÑO DE ESTRIBOS	316
G.1.- EMPUJES DE TIERRA.....	317
G.2.- DIMENSIONES DEL ESTRIBO.....	318

ANEXO H	321
H.- FIGURAS ESQUEMATICAS.	322

INDICE DE FIGURAS.

Fig. 1.1 Vista satelital de Calbuco y su Pedraplén.....	4
Fig. 1.2 Vista general de Calbuco y su Pedraplén.	5
Fig. 2.1 Puente de vigas.	12
Fig. 2.2 Esquema de puente de armadura típico.....	12
Fig. 2.3 Puente en arco.	13
Fig. 2.4 Puente colgante y puente atirantado.....	13
Fig. 3.1 Parte de la topografía y batimetría del sector.	17
Fig. 4.1 Estratigrafía de sedimentos al costado del pedraplén.	21
Fig. 5.1a Camión HS20-44, distancias y cargas por eje.....	27
Fig. 5.1b Ancho de vía de tráfico y camión centrado	27
Fig. 5.2 Carga de faja equivalente al camión HS20-44.	28
Fig. 6.1 Esquema del puente a diseñar.....	39
Fig. 6.2 Parte de la topografía y batimetría del sector, junto a la ubicación del puente a diseñar..	40
Fig. 6.3 Perfil longitudinal del terreno, unidades en m.....	41
Fig. 6.4 Configuración de los tramos, unidades en m.....	41
Fig. 6.5 Modelo principal del puente en SAP2000.....	43
Fig. 6.6 Arriostramientos del modelo complementario del puente en SAP2000.	45
Fig. 6.7 Sección transversal del puente, unidades en cm.	47
Fig. 6.8 Diagrama de momentos por cargas permanentes (sección transversal del puente).	48
Fig. 6.9 Esquema del caso normal, unidades en m.	50
Fig. 6.10 Esquema del caso eventual, unidades en m.	51
Fig. 6.11 Esquema del momento en la calzada debido a la carga peatonal, unidades en m.	51
Fig. 6.12 Esquema del momento en el pasillo debido al camión, unidades en m.	52
Fig. 6.13 Esquema del momento en el pasillo debido a la carga peatonal, unidades en m.....	53
Fig. 6.14 Esquema para momento positivo.	55
Fig. 6.15 Esquema para momento negativo.	56
Fig. 6.16 Esquema para momento negativo.	56
Fig. 6.17 Cargas sobre las barandas.....	59
Fig. 6.18a Cargas transversales sobre los postes, unidades en cm.	61
Fig. 6.18b Cargas longitudinales sobre los postes, unidades en cm.	61
Fig. 6.19a Forma de barreras, vista transversal, unidades en cm.	63
Fig. 6.19b Placa de apoyo en postes, unidades en mm.	63

Fig. 6.20 Geometría de la viga con losa colaborante.....	66
Fig. 6.21 Atiesadores de carga.....	75
Fig. 6.22 Pernos conectores de corte.	77
Fig. 6.23 Esquemas para momento estático.	78
Fig. 6.24 Ubicación tramo 1 y tramo 5, unidades en m.	80
Fig. 6.25 Resultado dimensiones viga para tramo 1 y tramo 5, unidades en cm.	81
Fig. 6.26 Ubicación tramo 3, unidades en m.	82
Fig. 6.27 Resultado dimensiones viga para tramo 3B, unidades en cm.....	83
Fig. 6.28 Resultado dimensiones viga para tramo 3A, en el extremo mas alto, unidades en cm. ..	85
Fig. 6.29 Ubicación tramo 2 y tramo 4, unidades en m.	85
Fig. 6.30 Resultado dimensiones viga para tramo 2 y tramo 4, en el punto de M_{max+}	87
Fig. 6.31 Resultado dimensiones viga para tramo 2 y tramo 4, en el punto de M_{max-}	88
Fig. 6.32 Resumen final de los tramos del puente, forma de las vigas.	91
Fig. 6.33 Ubicación de atiesadores Tramo 1 y Tramo 5, unidades en cm.	92
Fig. 6.34 Ubicación de atiesadores Tramo 2, unidades en cm.	92
Fig. 6.35 Ubicación de atiesadores Tramo 3, unidades en cm.	92
Fig. 6.36 Ubicación de atiesadores Tramo 4, unidades en cm.	92
Fig. 6.37 Corte transversal del modelo, unidades en cm.	94
Fig. 6.38 Esquema en planta de la carga de viento.....	94
Fig. 6.39 Fuerzas en arriostramientos más solicitados del Tramo 1 y Tramo 5.....	97
Fig. 6.40 Fuerzas en arriostramientos más solicitados del Tramo 2 y Tramo 4.....	100
Fig. 6.41 Fuerzas en arriostramientos más solicitados del Tramo 3A, unidades en kg y cm.	104
Fig. 6.42 Fuerzas en arriostramientos más solicitados del Tramo 3B, unidades en kg y cm.....	108
Fig. 6.43 Ubicación de arriostramientos Tramo 1 y Tramo 5, unidades en cm.	111
Fig. 6.44 Ubicación de arriostramientos Tramo 2, unidades en cm.	111
Fig. 6.45 Ubicación de arriostramientos Tramo 3, unidades en cm.	112
Fig. 6.46 Ubicación de arriostramientos Tramo 4, unidades en cm.	112
Fig. 6.47 Factores de longitud efectiva k.	119
Fig. 6.48 Esquema de M_1 y M_2	121
Fig. 6.49 Esquema de ubicación de columnas y fuerzas sísmicas elásticas.	126
Fig. 6.50 Par ($M_C ; 2,86 \cdot P_{sol}$) de diseño dentro del diagrama de interacción para columnas C_1 y C_2	131
Fig. 6.51 Par ($M_C ; 2,86 \cdot P_{sol}$) de diseño dentro del diagrama de interacción para columnas C_3 y C_4	134
Fig. 6.52 Par ($M_C ; 2,86 \cdot P_{sol}$) de Diseño dentro del Diagrama de Interacción para columnas C_5 y C_6	137

Fig. 6.53 Par ($M_C ; 2,86 \cdot P_{sol}$) de Diseño dentro del Diagrama de Interacción para columnas C_7 y C_8	140
Fig. 6.54 Esquema de ubicación de las fundaciones.....	143
Fig. 6.55 Corte del dado de fundación en la dirección del eje longitudinal del puente.....	148
Fig. 6.56 Corte del dado de fundación en la dirección del eje transversal del puente.....	149
Fig. 6.57 Cargas en el grupo de pilotes, en la fundación 1.....	154
Fig. 6.58 Esquema de dimensión del dado y disposición de los pilotes de la fundación 1.....	155
Fig. 6.59 Cargas en el grupo de pilotes, en la fundación 2.....	158
Fig. 6.60 Esquema de dimensión del dado y disposición de los pilotes de la fundación 2.....	159
Fig. 6.61 Cargas en el grupo de pilotes, en la fundación 3.....	162
Fig. 6.62 Esquema de dimensión del dado y disposición de los pilotes de la fundación 3.....	163
Fig. 6.63 Cargas en el grupo de pilotes, en la fundación 4.....	166
Fig. 6.64 Esquema de dimensión del dado y disposición de los pilotes de la fundación 4.....	167
Fig. 6.65 Esquema de los momentos para diseño.....	169
Fig. 6.66 Esquema básico para estabilidad al volcamiento.....	175
Fig. 6.67 Corte longitudinal del estribo, unidades en t y m.....	177
Fig. 6.68 Corte transversal del estribo, unidades en t y m.....	178
Fig. 6.69 Esquema del empuje de tierra estático.....	183
Fig. 6.70 Esquema del empuje de tierra sísmico.....	184
Fig. 6.71 Modelo del estribo en SAP2000 (Alas, Muros y Dado).....	189
Fig. 6.72 Esquema de los momentos para diseño (M. F).....	192
Fig. 6.73 Esquema de los momentos para diseño (M. E).....	192
Fig. 6.74 Esquema de los momentos para diseño (A. M. F).....	193
Fig. 6.75 Esquema de los Momentos para Diseño (A. M. E).....	194
Fig. 6.76 Esquema de los momentos para diseño.....	195
Fig. 6.77 Viga con armadura simple.....	197
Fig. 6.78 Ubicación de los cabezales.....	199
Fig. 6.79 Corte transversal del cabezal 1 y cabezal 4, unidades en cm.....	201
Fig. 6.80 Corte transversal del cabezal 2 y cabezal 3, unidades en cm.....	203
Fig. 6.81 Ubicación barras antisísmicas.....	205
Fig. A.1 Diagrama de momento para D.....	215
Fig. A.2 Diagrama de momento para SD.....	216
Fig. A.3 Diagrama de momento para Comb1.....	216
Fig. A.4 Diagrama de momento para Comb2.....	216
Fig. A.5 Diagrama de momento para Comb3.....	217
Fig. A.6 Diagrama de momento para Comb4.....	217
Fig. A.7 Diagrama de momento para Comb5.....	217

Fig. A.8 Diagrama de momento para Comb6.....	218
Fig. A.9 Diagrama de corte para D.....	218
Fig. A.10 Diagrama de corte para SD.....	218
Fig. A.11 Diagrama de corte para Comb1.	219
Fig. A.12 Diagrama de corte para Comb2.	219
Fig. A.13 Diagrama de corte para Comb3.	219
Fig. A.14 Diagrama de corte para Comb4.	220
Fig. A.15 Diagrama de corte para Comb5.	220
Fig. A.16 Diagrama de corte para Comb6.	220
Fig. A.17 Deformada del Modo 1 (dirección longitudinal), vista lateral.....	222
Fig. A.18 Deformada del Modo 3 (dirección transversal), vista en planta.	222
Fig. D.1a Zonificación sísmica de Chile.	268
Fig. D.1b Zonificación sísmica de Chile (continuación).	268
Fig. F.1 Transferencia de carga, pilote comprimido.....	312
Fig. F.2 Transferencia de carga, pilote traccionado.....	313

INDICE DE TABLAS.

Tabla 4.1 Cuantificación de los eventuales impactos ambientales.	24
Tabla 5.1 Pesos propios recomendados.	25
Tabla 5.2 Carga Peatonal.	28
Tabla 5.3 Obtención de L según el tipo de luz.	29
Tabla 5.4 Valores del coeficiente de reducción.....	30
Tabla 5.5 Valores del coeficiente de distribución en vigas interiores.	31
Tabla 5.6 Valores de los coeficiente β y γ para el diseño por esfuerzos admisibles.	33
Tabla 5.7 Resistencia a utilizar para diferentes elementos de hormigón.	34
Tabla 5.8 Calidad de los aceros a utilizar.....	35
Tabla 5.9 Espesores mínimos de los elementos de acero.....	35
Tabla 5.10 Recubrimientos mínimos del acero de refuerzo.	36
Tabla 6.1 Perfil cuadrado escogido.....	59
Tabla 6.2 Perfil tubo escogido.....	60
Tabla 6.3 Perfil IN escogido.....	62
Tabla 6.4 Parte del análisis modal del SAP2000.....	124
Tabla 6.5 Fuerzas sísmicas elásticas horizontales.	126
Tabla 6.6 Nuevas fuerzas sísmicas elásticas horizontales.....	128
Tabla 6.7 Reacciones en los apoyos de las columnas C_1 y C_2	130
Tabla 6.8 Reacciones en los apoyos de las columnas C_3 y C_4 para columnas.	133

Tabla 6.9 Reacciones en los apoyos de las columnas C_5 y C_6 .	136
Tabla 6.10 Reacciones en los apoyos de las columnas C_7 y C_8 .	139
Tabla 6.11 Reacciones en los apoyos de las columnas C_1 y C_2 , en dirección longitudinal.	152
Tabla 6.12 Reacciones en los apoyos de las columnas C_1 y C_2 , en dirección transversal.	152
Tabla 6.13 Reacciones en los apoyos de las columnas C_3 y C_4 , en dirección longitudinal.	156
Tabla 6.14 Reacciones en los apoyos de las columnas C_3 y C_4 , en dirección transversal.	156
Tabla 6.15 Reacciones en los apoyos de las columnas C_5 y C_6 , en dirección longitudinal.	160
Tabla 6.16 Reacciones en los apoyos de las columnas C_5 y C_6 , en dirección transversal.	160
Tabla 6.17 Reacciones en los apoyos de las columnas C_7 y C_8 , en dirección longitudinal.	164
Tabla 6.18 Reacciones en los apoyos de las columnas C_7 y C_8 , en dirección transversal.	164
Tabla 6.19 Armadura del dado de la fundación 1 fundación 4.	169
Tabla 6.20 Armadura del dado de la fundación 2 fundación 3.	169
Tabla 6.21 Armadura muro frontal.	192
Tabla 6.22 Armadura muro espaldar.	193
Tabla 6.23 Armadura ala perpendicular al muro frontal.	193
Tabla 6.24 Armadura ala perpendicular al muro espaldar.	194
Tabla 6.25 Armadura del dado de fundación.	195
Tabla 7.1 Presupuesto.	207
Tabla A.1 Participación modal de masas.	221
Tabla A.2 Periodos y frecuencias.	221
Tabla D.1 Aceleración efectiva máxima del suelo.	266
Tabla D.2 Aceleración máxima del suelo.	267
Tabla D.3 Peligro de socavación sísmica (PSS).	269
Tabla D.4 Categorías de comportamiento sísmico (PSS).	269
Tabla D.5 Definición de los tipos de suelo.	270
Tabla D.6 Coeficiente del suelo (S).	271
Tabla D.7 Coeficiente de importancia K_1 .	272
Tabla D.8 Constantes espectrales T_1 , K_2 .	272
Tabla D.9 Factores de modificación de respuesta.	273
Tabla F.1 Factores F_1 y F_2 para distintos tipos de pilotes.	314
Tabla F.2 Resistencias para diferentes terrenos.	314
Tabla G.1 Capacidad de soporte.	316

RESUMEN.

En el presente trabajo se realizó el estudio de un anteproyecto de puente de vigas para la ciudad de Calbuco, como solución para disminuir la contaminación en el Canal de Caicaén y alrededores del actual Pedraplén, el cual bloquea la corriente marina, por lo tanto se le debe abrir un tramo o simplemente eliminar. Para seguir manteniendo la conectividad de la isla supliríamos el actual Pedraplén por el nuevo puente.

Se analiza la caracterización hidráulica del canal y los efectos de la apertura del Pedraplén, luego se presentan las consideraciones de diseño necesarias.

Se contempla como solución al problema un puente de vigas de acero con losa colaborante de cinco tramos (simplemente apoyados y continuos que forman dos vigas Gerber), con un largo total de 233,16 metros, ubicado al costado del actual Pedraplén y en el interior del Canal Caicaén, las vigas longitudinales de la superestructura serán un par con altura variable a excepción de los tramos extremos y parte del tramo central con extremos rotulados.

El diseño del puente es efectuado por medio del método de tensiones admisibles, aquí se presenta de forma simple y ordenada el diseño del tablero, barreras, vigas, arriostramientos, columnas, fundaciones piloteadas, estribos, vigas cabezal y barras antisísmicas.

Para obtener los esfuerzos en los diferentes elementos del puente y proceder con su diseño, se utilizó el software SAP2000 v10.0.1, uno de los programas líder en ingeniería estructural, con gran cantidad de prestaciones y poder de análisis.

Finalmente se realiza un presupuesto con precios unitarios reales manejado por el Ministerio de Obras Publicas, con lo que se concluye que la inversión final asciende a la suma de \$3.103.433.432.

SUMMARY.

In this paper is studied a preliminary design of bridge of beams, for the city of Calbuco, as a solution to reduce pollution in and around Canal Caicaén and the current Pedraplén (causeway); which blocks the ocean current, and must therefore have a section opened or simply be eliminated. To keep maintaining the island's connectivity, the current Pedraplén should be replaced for the new bridge.

In further analysis the hydraulic characteristics of the channel and the effects of breaching Pedraplén are considered. Later, necessary design considerations are presented.

As a solution at the problem, a steel beam with collaborating slab of five spans (simply supported and continuous, shaping two Gerber beams), with a total large of 233,16 meters, placed at the side of the actual Pedraplén inside of Canal Caicaén, the superstructure's longitudinal beams will be a pair with height variable except at the tranche ends and part of the central tranche with labeled ends.

The bridge design is carried out by allowable stress design. Here the bridge deck design, railings, beams, bracings, columns, foundations piles, abutments, beams head, and earthquake bars are shown in a simple, complete and orderly manner.

To obtain the different elements of bridge stress, the software SAP2000 v10.0.1 was used; a leading structural engineering program, with a huge quantity of applications and analytical power.

Finally, a budget is made using real unit prices handled by the Ministerio de Obras Publicas; in which it is concluded that the final investment reaches the amount of \$3.103.433.432 Chilean pesos.

1.- INTRODUCCIÓN.

1.1.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

La ciudad de Calbuco se encuentra ubicada aproximadamente a 60 Km. al sur de Puerto Montt, están unidos por la Ruta 5 Sur y luego por un desvío (el “Empalme”), el camino se encuentra pavimentado en toda su extensión.

La ciudad fue fundada en 1602 por los españoles provenientes de Osorno y mantuvo una vida lánguida hasta mediados del siglo XVIII, cuando se transformo en centro receptor de maderas de alerce y ciprés provenientes de la cordillera, las que luego se trasladaban a otros puertos para su exportación; más tarde se instalaron conserveras de productos marinos, actividad económica que todavía es importante, pero que debido a la disminución o agotamiento de los recursos extraídos, ha sufrido una baja de la producción; sin embargo, algunas fabricas aún funcionan y su producción esta orientada a la exportación. En los últimos años han aparecido centros salmoneros y las islas vecinas se han estado desarrollando, principalmente Puluqui, esto ha generado una importante actividad, principalmente de botes, lanchas, barcazas, etc. (Dirección de Vialidad, 2002b).

Antiguamente para trasladarse de Calbuco al continente (sector de San Rafael) y de allí hacia el resto de las ciudades se tenía que hacer por medio de balseo, con todos los inconvenientes de tiempo y seguridad que esto conlleva, por lo que se decidió unir estos dos lugares.

Se sabe que el proyecto original era construir un puente de una vía para comunicar Calbuco con el continente, sin embargo el Ministerio de Obras Públicas aprobó la sugerencia del contratista de sustituir el puente de una vía por un pedraplén de dos vías. En el año 1964 comienza a construirse el pedraplén y se terminó al año siguiente, pero se inauguro oficialmente el 15 de mayo de 1966, tiene una longitud de 240 metros aproximados (Ingeniería Alemana S.A, 2004).

En la actualidad el pedraplén, que consta de una carpeta de rodado de asfalto sobre un pavimento de 7 metros de ancho y dos veredas (una a cada lado) de 1 metro de ancho con sus respectivas soleras y barreras, se podría sustituir por lo que originalmente se había pensado, un puente.

Este trabajo de titulo consiste en estudiar un anteproyecto de puente conformado por vigas de acero gerber y simplemente apoyadas para la ciudad de Calbuco, que sustituya al actual pedraplén, el cual cortó el flujo de la corriente marina entre el Canal Caicaén y el Canal Calbuco

(Fig. 1.1). De esta forma se permitirá nuevamente el paso del mar y la limpieza del sector así como también se evitará el estancamiento y la acumulación de sedimento (orgánico e inorgánico), sobre todo al interior del Canal Caicaén.

Otra consecuencia que se le atribuye a la construcción del pedraplén fue el hecho de que para pasar de un canal a otro se debe rodear todo Calbuco, navegando por el Golfo de Ancud, con toda la pérdida de tiempo que eso involucra aparte de lo peligroso sobre todo para las embarcaciones menores.

[Fig. 1.1] Vista satelital de Calbuco y su Pedraplén.



Fuente: Google Earth.

Tal como fue originalmente las embarcaciones podrán circular libremente por este sector, sin tener que rodear toda la isla para pasar de un lado a otro, como ocurre actualmente.

En el año 2002 la Municipalidad de Calbuco encargó a la Dirección de Vialidad un estudio básico denominado “Modificación Pedraplén de Acceso a Calbuco”, en él se elaboró a nivel de anteproyecto modificaciones en el actual pedraplén, la idea consistió en abrir en el centro un tramo de 30 metros y construir un puente en arco metálico con vigas metálicas y cubierta de hormigón armado, se permitiría el paso de embarcaciones cuya altura total (desde el puente hasta el nivel del agua) fuese del orden 2 a 3 metros (valor aún muy pequeño para muchas embarcaciones), el costo de la inversión se estimó en 490 millones de pesos. Para mantener el flujo automotriz se propuso construir otro pedraplén provisorio por el lado del Canal Caicaén (oeste del pedraplén), pero de una sola pista y en el centro de éste un puente mecano para permitir el paso del agua, los cuales se retirarían al momento de finalizado el nuevo puente.

La idea a estudiar consiste en un puente de vigas de cinco tramos (simplemente apoyados y continuos que forman dos vigas gerber) con un largo total de 233,16 metros aproximados, ubicado al costado del actual pedraplén y en el interior del Canal Caicaén, contaría con dos vías para el tráfico vehicular y dos pasillos para los peatones, luego de terminada la construcción se procedería al retiro del pedraplén. Las vigas serían metálicas y con tramos de altura variable, con una revancha mínima en el centro de aproximadamente 6 metros para permitir el paso a embarcaciones mayores de pesca artesanal. Si bien es cierto, la idea resultaría más cara que la anterior, contaría con todo el apoyo de la comunidad, ya que por muchos años han querido un puente y la eliminación del pedraplén. Además ayudaría al turismo porque Calbuco resaltaría su condición de isla. Este futuro puente se vería desde lejos cuando aún no se llega a Calbuco como se aprecia en la Fig. 1.2.

[Fig. 1.2] Vista general de Calbuco y su Pedraplén.



Fuente: Elaboración propia.

1.2.- ANTECEDENTES Y CONSIDERACIONES.

De acuerdo a los antecedentes recopilados, el pedraplén se construyó en base a rocas de tamaño superior a 80 centímetros dejando, supuestamente, espacios suficientes para mantener el flujo de las aguas que circulan por el canal. Aun así, con el tiempo estos espacios entre la superficie de las rocas fueron desapareciendo, por lo que disminuyó significativamente las corrientes de agua en el sector. El Canal Caicaén ubicado al lado occidental del pedraplén se configura por la proximidad de la isla de Calbuco con el continente, tiene un largo total de aproximadamente 8 km y un ancho variable de hasta 800 m (Ingeniería Alemana S.A, 2004). En su extremo sur poniente desemboca en mar abierto en el Golfo de Ancud. Por el lado oriental del pedraplén nos encontramos con el Canal Calbuco (Fig. 1.1).

Como indica Ingeniería Alemana S.A. (2004), el efecto de la obra sobre la corriente del canal Caicaén a facilitado la depositación de lodos en los sectores aledaños a la obra, ya sea de los sedimentos, como también provenientes de las descargas de Riles de industrias, los cuales han alcanzado espesores bastante considerables, llegando en algunos sectores a más de 45 cm. Hay incluso un lugar cercano al pedraplén donde el matadero y hospital vertieron sus Riles hasta el 2001/2002 donde se llega a profundidades de lodo cercanas al metro de altura.

Se debe analizar con detención que ocurriría con los lodos acumulados con la apertura total o parcial del pedraplén y su impacto ambiental, en las actividades de cultivo de mariscos, salmones aledaños; como también a las algas que recolectan algunas personas para la venta.

Otro problema debido a la existencia del pedraplén es el no tránsito de embarcaciones de un costado a otro, por lo anterior se aprecia una gran diferencia entre ambos sectores; el occidental (interior del Canal Caicaén) y el oriental (Canal Calbuco), destacando principalmente los niveles de actividad, mucho mayores en el sector oriental y los niveles de contaminación del agua, mayores en el lado occidental.

Además durante la ocurrencia de temporales con viento de dirección norte (principalmente invierno), las embarcaciones se dirigen al sector denominado La Vega, distante a unos 30 a 45 minutos de navegación, para proteger sus embarcaciones. Esto representa riesgos para los tripulantes, especialmente los de embarcaciones menores. Si se pudiera llegar al Canal de Caicaén pasando por donde se encuentra el pedraplén la búsqueda de protección sería más rápida.

Si bien es cierto la idea básica del pedraplén fue la unión de Calbuco con el continente, en esos años (1964) no se le daba mucha importancia a los temas referentes al medio ambiente y no se preveían las consecuencias desfavorables que traería esta obra, las cuales comenzaron a ser visibles muchos años después de la construcción.

Se sabe que en el año 1964 no existían las condiciones económicas en el país como para hacer un puente en una ciudad sin mayor importancia, había otras prioridades. Pero los tiempos han cambiado, si bien es cierto Calbuco aún no es muy conocido, esto contrarresta con el flujo de

dinero que se mueve en la actualidad, ya que hay una gran cantidad de empresas salmoneras, conserveras, de harina y aceite de pescado, mucha pesca artesanal (uno de los gremios más importantes y organizados del país). Cuenta además con el puerto industrial San José, donde se encuentra la forestal del mismo nombre (se fabrica chips, el cual se exporta a Japón) y donde llegan los barcos con la materia prima para la nueva planta de cemento Melón Ubicada en Puerto Montt, etc.

1.3.- OBJETIVOS.

General:

Diseñar un anteproyecto de puente conformado por vigas de acero gerber y simplemente apoyadas en la ciudad de Calbuco, en reemplazo del actual pedraplén.

Específicos:

- Definir la geometría de las vigas del puente para obtener revanchas que permitan la circulación de un lado a otro de las embarcaciones menores y las de pesca artesanal.
- Diseñar la losa de la calzada junto a los pasillos (tablero).
- Diseñar las barreras de seguridad.
- Diseñar las vigas longitudinales con sus arriostramientos.
- Diseñar las columnas y sus vigas cabezal.
- Diseñar las fundaciones con sus pilotes.
- Diseñar los estribos.
- Diseñar las barras antisísmicas.
- Calcular un presupuesto estimativo.

1.4.- METODOLOGÍA.

Para el desarrollo de las tesis se contemplan los siguientes pasos básicos a seguir:

1. Historia del arte de los puentes, tipología, configuración y características.
2. Estudios del relieve marino y altura de las mareas.
3. Estudio de los efectos de la apertura en el pedraplén en la posible re-suspensión y movilización de los lodos.
4. Construcción del modelo estructural utilizando software SAP2000 y planillas Excel.
5. Definición de las cargas y de los estados de carga.
6. Determinación de envolventes de esfuerzos en los elementos.
7. Diseño de componentes y secciones del puente.
8. Presupuesto estimativo.
9. Resultado final y conclusiones.

1.5.- CONSIDERACIONES DE DISEÑO.

La Dirección de Vialidad (2002a) nos indica que el diseño de los puentes carreteros y estructuras a fines que se construyen en nuestro país se realizarán ciñéndose a las disposiciones establecidas en los siguientes documentos:

- Capítulo 3.1000 del Volumen N° 3, Instrucciones y Criterios de Diseño, del Manual de Carreteras.
- “Standard Specifications for Highway Bridges, Sixteenth Edition, 1996” de AASHTO y sus modificaciones posteriores.
- Normas Chilenas del Instituto Nacional de Normalización (INN), siempre que no contradiga a los documentos anteriores.

Para el diseño de los elementos de hormigón y acero respectivamente, se utilizarán los siguientes códigos Norteamericanos (presente al interior de la bibliografía utilizada):

- Código de Diseño de Hormigón Armado del ACI (American Concrete Institute).
- Código de Diseño de Acero Estructural del AISC (American Institute of Steel Construction).

2.- BREVE INTRODUCCIÓN A LOS PUENTES.

2.1.- INTRODUCCIÓN.

La AASHTO (1996) define a un puente como cualquier estructura de no menos de 6,1 metros de largo que forma parte de una autopista o esta bajo o sobre una.

Además son estructuras que proporciona una vía de paso para salvar obstáculos como ríos, lagos, quebradas, valles, pasos a desnivel, carreteras, entre otros.

Los diseños modernos de carreteras y autopistas imponen condiciones muy exigentes de pendiente, curvatura, y altura sobre los cauces, lo que unido a las condiciones topográficas y fluviales del país define la necesidad de diseñar y construir puentes de gran longitud.

Según Troitsky (2000) la planificación y diseño es una parte que requiere de mucho compromiso en la ingeniería estructural. Es la manifestación de la capacidad creativa de diseñadores y se manifiesta a través de la imaginación, innovación y exploración. La primera pregunta que los diseñadores tienen que responderse es: ¿Qué tipo de diseño estructural de puente se va a crear?, el diseñador debe primero visualizar e imaginar el puente para determinar su función fundamental y rendimiento. Sin la pregunta anterior, los factores de seguridad y economía son los únicos que determinan el camino a seguir en la idea del diseñador. Si bien es cierto el análisis técnico y económico tiene un valor indiscutible, pero ellos no cubren completamente el proceso de diseño. El diseño de un puente es un problema de ingeniería complicado, el proceso incluye la consideración de otros importantes factores como la elección del sistema de puente, los materiales, las dimensiones, las fundaciones, la estética, el paisaje local y el medioambiente.

2.2.- MATERIALES.

El material con que se construyen los puentes suele ser madera, mampostería, metal, hormigón armado y hormigón pretensado, dependiendo del lugar, de la época, del costo, etc. También existen los puentes mixtos, donde se combinan los materiales anteriormente señalados (Dirección de Vialidad, 2002a).

Algunas características básicas de los diferentes materiales son las siguientes (Escudero, s.f.):

2.2.1.- Los puentes de madera: Son livianos, económicos, poco resistentes y de corta duración, son muy utilizados como obras provisionales.

2.2.2.- Los puentes de mampostería: En piedra, ladrillo y hormigón en masa, son siempre puentes en arco, ya que estos materiales sólo resisten esfuerzos de compresión; su duración es ilimitada, como ejemplo tenemos los *puentes romanos* sin prácticamente gastos de conservación, no pueden alcanzarse grandes luces.

2.2.3.- Los puentes metálicos: Marcaron una época en la ingeniería de caminos, admiten las más diversas soluciones técnicas, permiten grandes luces, se les puede hacer sustituciones y ampliaciones y son de rápida construcción. Sus inconvenientes son el elevado precio de la materia prima, los gastos de mantenimiento para evitar su corrosión y su excesiva deformación elástica.

2.2.4.- Los puentes de hormigón armado: Cronológicamente son posteriores a los metálicos, son preferentemente de arco y viga. Admiten luces intermedias entre los de mampostería y los metálicos, prácticamente no tienen gastos de mantenimiento y son de rápida construcción, sobre todo si utilizan elementos prefabricados. Al tener un costo moderado se utiliza mucho en construcciones no muy atrevidas.

2.2.5.- Los puentes de hormigón pretensado: Son de rápido montaje, permiten grandes luces con suma esbeltez, no requieren gastos de mantenimiento y presentan grandes posibilidades estéticas, se han impuesto actualmente en las principales redes viales del mundo.

2.3.- TIPOLOGÍA.

En forma general los puentes se pueden clasificar, según lo indicado por la Dirección de Vialidad (2002a) en:

2.3.1.- Puentes de vigas: Las vigas son el tipo más económico de entramado para los puentes de luces cortas, la acción de las cargas es soportada por las tensiones internas provocadas por la flexión en el material. La capacidad existente hoy en día para construir vigas de luces cada vez mayores de una manera segura y económica se originó principalmente con la introducción del acero y de la tecnología del hormigón pretensado (Hedefine y Swindlehurst, 1997).

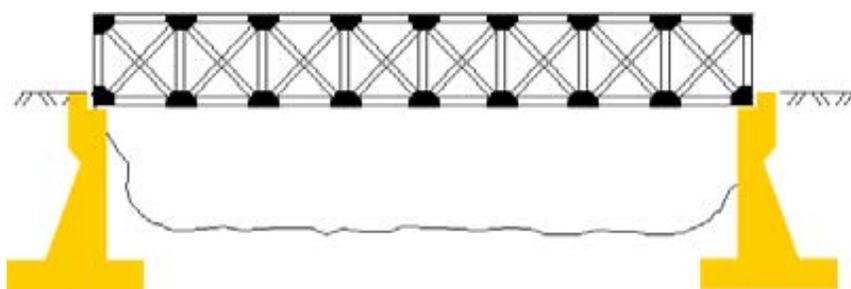
[Fig. 2.1] Puente de vigas.



Fuente: Internet.

2.3.2.- Puentes de armadura: Una armadura es una estructura que actúa como una viga pero donde los componentes principales o miembros están sometidos ante todo a esfuerzos axiales. De manera ideal, el extremo de cada miembro en un nudo es libre de rotar independientemente de los otros miembros, si esto no ocurre se inducen esfuerzos secundarios. Además, si se presentan cargas en puntos distintos de los nudos, se producen esfuerzos de flexión. Muchos de los primeros diseños de armaduras eran totalmente funcionales con poca consideración por la apariencia de la estructura, los miembros parecían colocados en todas las direcciones posibles y tenían gran variedad de tamaños dando la impresión de un completo desorden, pero técnicas mejoradas de diseño junto con la simplificación y mejoramiento de los detalles han mantenido viables las armaduras (Kulicki *et al*, 1997).

[Fig. 2.2] Esquema de puente de armadura típico.



Fuente: Internet.

2.3.3.- Puentes en arco: Los principios básicos de la construcción en arco se conocen y han utilizado con mucho éxito desde hace mucho tiempo, por ejemplo tenemos magníficos puentes de arco en piedra construidos por ingenieros del antiguo imperio Romano que están aún en servicio después de 2000 años, como soportes de acueductos o carreteras. Hasta el año 1900 la piedra fue el principal material para estos tipos de puentes, luego el hormigón llegó a ser el principal competidor del acero para puentes de arco de pequeñas luces (Hedgren, 1997).

[Fig. 2.3] Puente en arco.



Fuente: Internet.

2.3.4.- Puentes sostenidos por cable: Pocas estructuras son tan universalmente llamativas como los puentes soportados por cables, el concepto de salvar grandes luces utilizando su resistencia a la tracción, se pierde en la antigüedad hasta antes de los registros históricos. Los actuales puentes de este tipo dependen de cables de acero de muy alta resistencia como elementos estructurales principales, pueden clasificarse en puentes colgantes y puentes atirantados. La diferencia fundamental radica en como el tablero es soportado por los cables; en los puentes colgantes el tablero es soportado a intervalos relativamente cortos por péndolas verticales, las cuales se apoyan en los cables principales que son flexibles y con forma curva, mientras que en los puentes atirantados los cables tensos e inclinados soportan directamente el tablero. Los puentes sostenidos por cables se caracterizan en general por su economía, ligereza y claridad de la acción estructural, presentan apariencias elegantes y estéticamente agradables (Podolny, 1997).

[Fig. 2.4] Puente colgante y puente atirantado.



Fuente: Internet.

2.4.- PARTES DE UN PUENTES.

La Dirección de Vialidad (2002a) en el Manual de Carreteras (Volumen 3) distingue cuatro partes bien definidas en los puentes; la superestructura, la infraestructura, accesos y obras de defensa.

2.4.1.- Superestructura: Parte del puente que permite la continuidad del camino con su calzada y berma. La superestructura soporta el paso de las cargas móviles las que transmite a la infraestructura a través de los sistemas de apoyos, y está conformada por uno o más tramos dependiendo de la cantidad de apoyos que la sustenten. Está constituida por el tablero, su sistema estructural, el sistema de vigas o losas y los dispositivos especiales que tienen determinadas funciones.

2.4.2.- Infraestructura: Parte del puente donde se apoya la superestructura y a través de la cual se transmiten las cargas al terreno de fundación. Esta constituida por los estribos, que son los soportes extremos del puente, y las cepas o pilas, que son los apoyos intermedios de puentes con superestructuras constituidas por más de un tramo. La infraestructura se subdivide en elevación y fundación.

2.4.3.- Accesos: Están constituidos, en general, por las siguientes obras: terraplenes de acceso, estructura de pavimentos, bases, bermas y losas de acceso. Para evitar descensos a la entrada de los puentes se dispone de losas de aproximación apoyadas en los terraplenes de acceso y en consolas dispuestas para estos fines en los muros espaldares de los estribos, también se pueden usar losas enterradas apoyadas en el terraplén y en los muros de estribo.

2.4.4.- Obras de defensa y seguridad: Las obras de defensa de un puente comprenden los enrocados, gaviones, bajadas de agua en los terraplenes de acceso, y elementos de contención de tierras tales como muros de contención, pilotes contenedores, muros jaulas, etc. Las obras de seguridad comprenden las barreras camineras y la señalización (vertical u horizontal).

Capítulo III

3.- CARACTERIZACIÓN HIDRÁULICA DEL CANAL CAICAÉN Y RELIEVE MARINO.

3.1.- CARACTERIZACIÓN HIDRÁULICA DEL CANAL CAICAÉN.

La caracterización hidráulica del canal Caicaén tiene por objetivo establecer las posibles modificaciones que pueda sufrir a futuro el comportamiento de las corrientes y de la columna de agua en comparación con la situación actual, al momento de retirar el pedraplén o parte de éste.

3.1.1.- Antecedentes Generales.

La dinámica actual del canal Caicaén es poco intensa por motivo del cierre existente en la boca oriental (el pedraplén), obviamente que es más intensa en la boca occidental, debido a la importante agitación que por allí hay (golfo de Ancud). Con la apertura del canal, esta dinámica se alterará completamente, al restablecerse el flujo mareal por ambas bocas. El viento también puede ser un fenómeno productor de corrientes superficiales, sin embargo, se estima una ubicación relativamente protegida la del canal, y el efecto del viento será probablemente menor, por lo cual se despreciará.

3.1.2.- Mareas.

En el estudio de Ingeniería Alemana S.A. (2004) se realizó mediciones simultáneas en dos estaciones: Muelle San José, ubicado en la boca occidental del canal y en el Muelle Navesal, ubicado unos pocos metros al oriente del Pedraplén.

- Mediciones de Mareas, Sector San José: Por situarse este muelle en la boca occidental del canal (mar abierto), se estima plenamente aplicable esta caracterización a todo el canal y la otra boca, excepto por levísimos desfases y modificación de altura. Los resultados obtenidos indican que la marea mínima corresponde a NMM – 3,62 m (bajamar) y la marea máxima a NMM + 3,4 m (pleamar) dando un rango de variación entre la máxima y mínima marea del orden de los 7 metros (NMM, corresponde al nivel medio del mar).
- Mediciones de Marea, Sector muelle Navesal: Se obtuvieron valores muy similares a los de la otra estación.

Además un estudio del Instituto Nacional de Hidráulica (INH) detectó que las máximas diferencias entre uno y otro lado del pedraplén fueron de 0,25 m y 0,29 m, según Ingeniería Alemana S.A. (2004) esto se normalizaría con la apertura del pedraplén.

3.1.3.- Corrientes.

Mediante consultas a pobladores del sector Ingeniería Alemana S.A. (2004) concluyo que las corrientes nunca fueron muy intensas, aun antes de la construcción del pedraplén (1966).

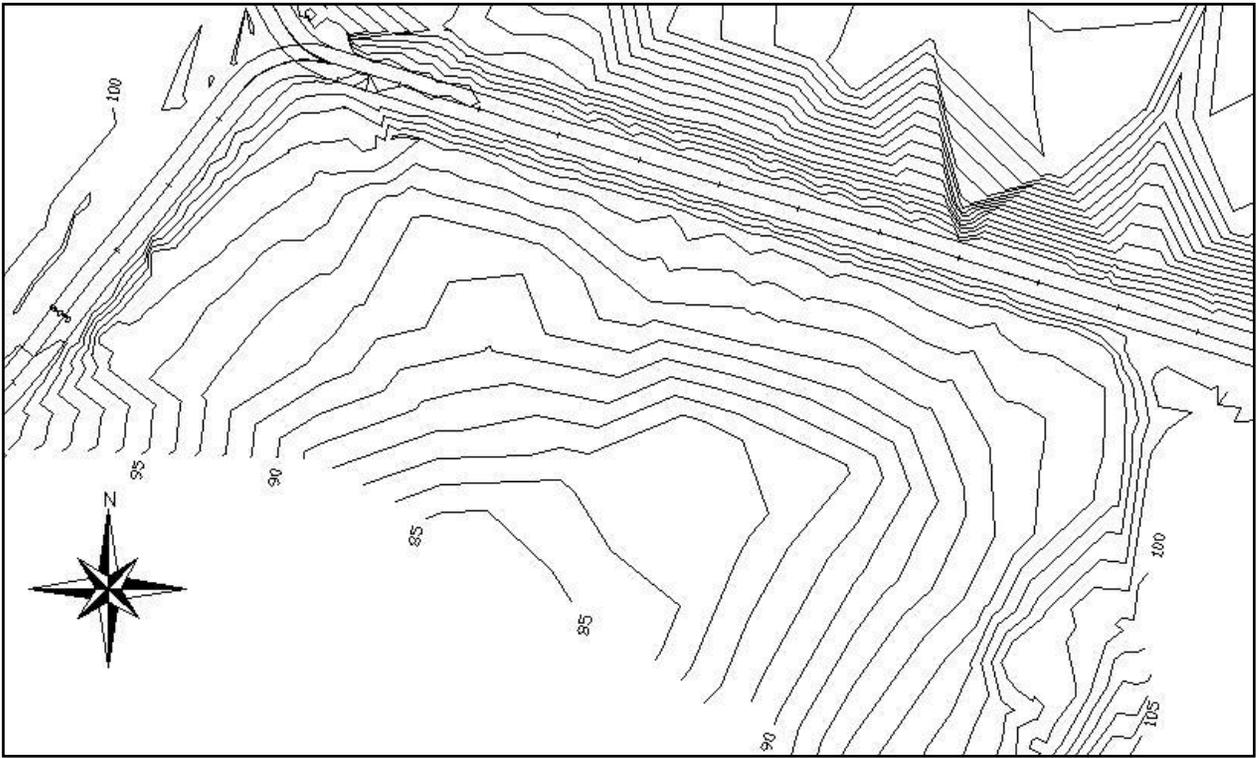
Ingeniería Alemana S.A. (2004) determinó mediante mediciones de corriente en cuatro puntos a lo largo del canal (durante la fase de llenante y vaciante de la marea), que en la actualidad la velocidad de las éstas es bastante baja y oscila entre 0,02 y 0,2 m/s. Obviamente que esto cambiará con la apertura del pedraplén y se analizará en el siguiente capítulo.

3.2.- RELIEVE MARINO.

El relieve marino que existe en las cercanías del actual pedraplén se obtuvo del estudio realizado por la Dirección de Vialidad (2002b), denominado “Modificaciones Pedraplén de Acceso a Calbuco”. En este estudio la Ilustre Municipalidad de Calbuco encargó la elaboración de dos anteproyectos de modificación al pedraplén, por lo que se debieron efectuar los levantamientos topográficos y batimétricos alrededor del pedraplén (Fig. 3.1). La forma de obtención de los puntos para generar las isobatas (curvas de nivel submarinas) fue la siguiente:

- Levantamiento topográfico: Se realizó en la totalidad del pedraplén y en cada uno de los extremos, incluyendo el sector de la playa adyacente. Este levantamiento se ligó a una red de coordenadas locales, orientada al norte magnético. Como nivel de referencia se adoptó el nivel mínimo de mareas, determinado para la elaboración del proyecto de un terminal portuario menor en Calbuco.
- Levantamiento batimétrico: La medición de las profundidades se hizo mediante un ecosonda digital, la ubicación de los puntos se realizó mediante el empleo de una estación total. Al igual que en el levantamiento topográfico, la batimetría se ligó a la red de coordenadas locales y al nivel de referencia indicado.

[Fig. 3.1] Parte de la topografía y batimetría del sector.



Fuente: Dirección de Vialidad, Puentes y Estructuras 2002.

Capítulo IV

4.- ESTUDIO DE LOS EFECTOS DE LA APERTURA EN EL PEDRAPLÉN EN LA POSIBLE RE-SUSPENSIÓN Y MOVILIZACIÓN DE LOS LODOS.

Para el estudio de lo concerniente a la parte ambiental y los posibles efectos (positivos y negativos) que produciría la apertura del pedraplén se utilizarán dos documentos realizados por diferentes entidades; el primero llamado “Informe ambiental retiro pedraplén Calbuco” de la Dirección de Vialidad en el 2002 y el segundo llamado “Estudio de dispersión de finos y efectos ambientales apertura pedraplén de Calbuco” de la consultora Ingeniería Alemana S.A. del 2004.

- El “Informe ambiental retiro pedraplén Calbuco” tuvo como objetivos (Dirección de Vialidad, 2002c):
 - Establecer la veracidad de la existencia de lodos susceptibles de ser movilizados por las obras de retiro del pedraplén Calbuco.
 - Determinar la calidad de los sedimentos localizados en canal Caicaén
 - Estimar los eventuales efectos ambientales que podría provocar el retiro de la estructura.
 - Proponer acciones a seguir por parte de la Dirección de Vialidad.

- El “Estudio de dispersión de finos y efectos ambientales apertura pedraplén de Calbuco” tuvo como objetivos (Ingeniería Alemana S.A., 2004):
 - Generar y recopilar la información necesaria que permita caracterizar el área de estudio en términos hidráulicos y sedimentológicos.
 - Determinar las modificaciones en el comportamiento hidráulico y en la localización y movilización de los sedimentos ubicados aledaños al pedraplén de Calbuco, debido a la apertura de un tramo de éste (30 metros aproximadamente).
 - Evaluar los efectos ambientales que generará la apertura del pedraplén de Calbuco en una sección definida por un anteproyecto de la Dirección de Vialidad (30 metros en el centro del pedraplén).
 - Determinar la necesidad de aplicar medidas de mitigación, reparación y/o compensación aplicable a las obras.
 - Estimar los costos de las medidas de mitigación, reparación y/o compensación aplicable a las obras.

Cabe destacar que el segundo estudio realizado por la consultora Ingeniería Alemana S.A. es muchísimo más completo que el primero y la apertura del pedraplén que utilizan para su

modelo digital lo hicieron en base a un estudio básico realizado por la Dirección de Vialidad, donde presentan la posibilidad de crear un puente de arco en el centro del pedraplén de 30 metros de longitud y mientras tanto para mantener la circulación de las personas y vehículos crean en el lado interior del Canal Caicaén otro pedraplén pero de una pista y con un puente mecano en el centro para permitir el paso de las aguas, el cual se removería al terminar las obras del puente.

Ya que el primer estudio denominado “Informe Ambiental Retiro Pedraplén Calbuco” (de la Dirección de Vialidad) fue considerado y contemplado en el segundo llamado “Estudio de dispersión de finos y efectos ambientales apertura pedraplén de Calbuco” (de la consultora Ingeniería Alemana S.A.), sólo se expondrán los resultados de éste último.

4.1.- DESCARGAS Y USOS EN EL CANAL CAICAÉN.

Las descargas más relevantes al interior del canal corresponden a empresas de procesamiento de pescados y mariscos, y las descargas antiguas del matadero y hospital (hasta el 2000/2001).

En general, se trata de una contaminación orgánica y según Ingeniería Alemana S.A. (2004), los parámetros contaminantes principales para este tipo son los siguientes:

- Sólidos suspendidos (SS).
- DBO₅
- Coliformes totales y fecales.
- Nitrógeno amoniacal.

Al momento de abrir el pedraplén se estima que los puntos receptores más críticos serán los cultivos de mytilidos (choritos), ubicados al lado interior del canal y los cultivos de salmones (en la desembocadura oeste del canal, a una distancia de 8 km). Otro receptor eventual corresponde al borde costero urbano de la ciudad de Calbuco (sector del Torreón y muelle), al exterior del canal. En el interior del canal (costado oeste del pedraplén) existe un sector de playas en el sector Caicaén.

Los usos que se les da al canal, son los siguientes:

- Concesiones Marítimas.
- Cultivos acuícolas.
- Playas.

4.2.- CUBICACIÓN Y CARACTERIZACIÓN DE LOS SEDIMENTOS.

4.2.1.- Cálculo del Volumen.

Las evidencias topo-batimétricas y las calicatas realizadas por Ingeniería Alemana S.A. en el sector indicaron que:

- En el pie del pedraplén, el grosor de sedimentos alcanzaría los 100 cm (según batimetría y sondajes que indican el nivel original del fondo del canal).
- En la orilla N del canal Caicaén (intermareal), el grosor de la capa de fango negro es menor a 10 cm disminuyendo con la distancia hasta 0 a 300 m del pedraplén.
- En la orilla sur del canal Caicaén (intermareal), el grosor de la capa de fango negro alcanza los 60 cm (justo en el punto de la antigua descarga de aguas servidas), disminuye a 30 cm en una distancia de 150 m y desaparece en una distancia de 300 m.

Luego de realizada una segunda toma de muestras, pero en el eje del canal Caicaén, Ingeniería Alemana S.A. (2004) estimó los grosores máximos de los estratos sedimentados:

- El grosor máximo fue estimado en 100 cm (valor conservador, ya que esta cifra se toma de los sedimentos en el pie del pedraplén, los que posiblemente provienen del derrame de materiales de construcción).
- La capa de fango negro alcanza su máximo grosor en el eje del canal Caicaén, disminuyendo desde 100 cm a 0 (en una distancia de 350 m desde el pedraplén).
- Hacia los costados del canal Caicaén disminuye linealmente a los niveles medidos en calicatas.

Basados en estos supuestos, se adoptaron secciones transversales al interior del canal Caicaén a partir del pie del pedraplén, cada 50m (7 secciones), entonces el volumen depositado se estimó en 17.500 m³. El volumen de sedimentos en el exterior de este canal se calculó basado en tres perfiles cada 100 m, con una profundidad media de 10 cm, dando un valor aproximado de 6.100 m³. En resumen el total de sedimentos contaminados no sobrepasa los 25.000 m³ (Ingeniería Alemana S.A., 2004).

4.2.2.- Caracterización estratigráfica de los sedimentos.

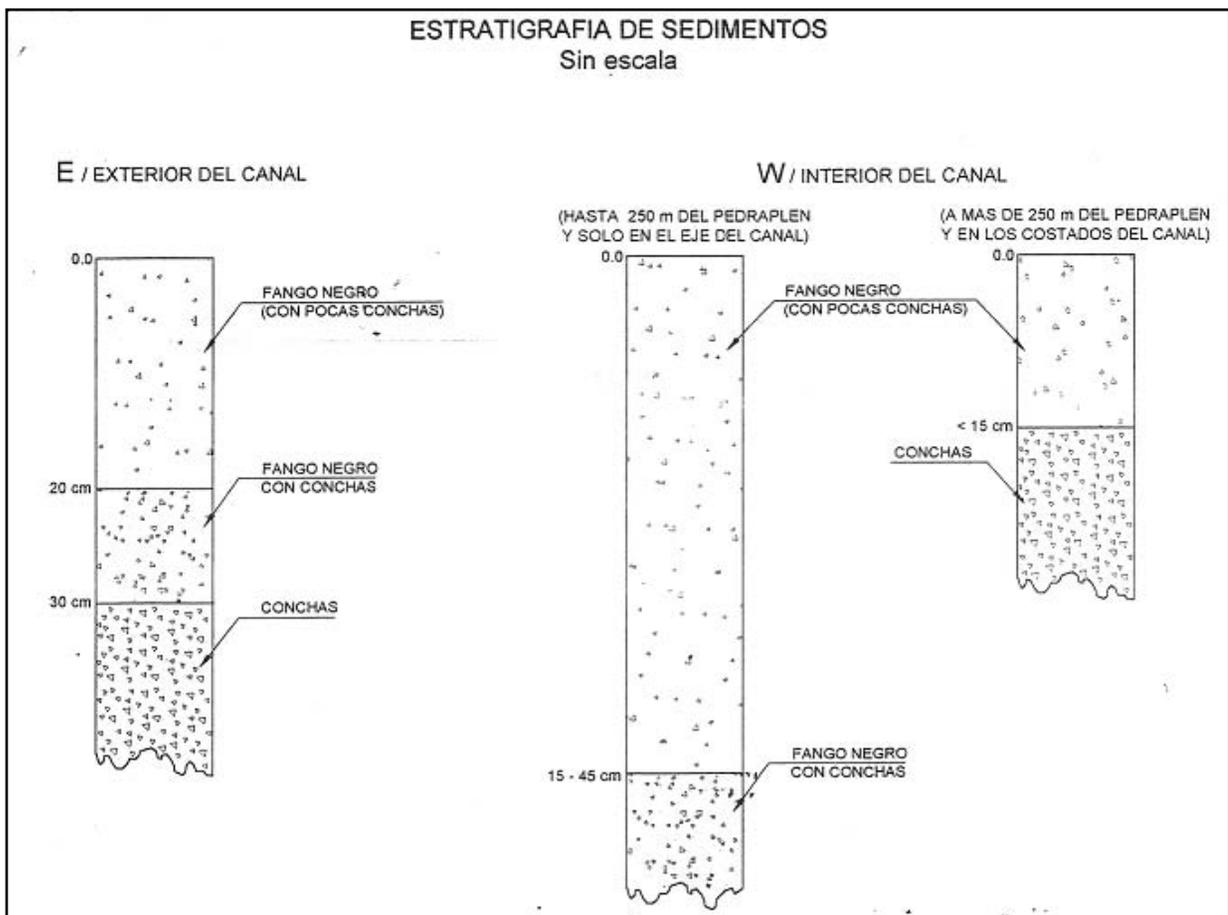
Según las muestras obtenidas por Ingeniería Alemana S.A. (2004), concluyeron que:

- 1) Los sedimentos submareales del lado exterior (Este) del pedraplén tienen la siguiente estratigrafía:
 - 0 – 20 cm; fango negro, con pocas conchas (horizonte 1)
 - 20 – 30 cm; conchas con fango negro (horizonte 2)
 - > 30 cm; conchas

- 2) En el eje del canal, en el lado interior, en los sectores de mayor grosor de los sedimentos se obtuvo la siguiente estratigrafía:
 - 0 – 45 cm; fango negro, con pocas conchas (horizonte 1)
 - > 45 cm; conchas con fango negro (horizonte 2)

- 3) Hacia la orilla Norte y en una distancia de sobre 250 m del pedraplén, el grosor de la capa de fango negro disminuye a menos de 15 cm.

[Fig. 4.1] Estratigrafía de sedimentos al costado del pedraplén.



Fuente: Ingeniería Alemana S.A.

4.2.3.- Caracterización química de los sedimentos.

Los resultados obtenidas por Ingeniería Alemana S.A. (2004), en este aspecto, indican lo siguiente:

- En general los sedimentos tiene un pH levemente alcalino (entre 8,2 y 8,6), esto no difiere de lo observado en la boca occidental del canal Caicaén, donde se midieron pH 8,21 a 8,51. Esto quiere decir que éste nivel de pH caracteriza al canal y no a una condición particular del área del pedraplén.
- Todas las muestras de sedimentos analizadas tienen un bajo contenido de metales pesados: cadmio, cromo, níquel y plomo, los niveles más elevados de metales corresponden al elemento fierro (que, abunda en los suelos y sedimentos, tal como es el caso de la zona de Caicaén – Calbuco).
- Destaca que los niveles de aceite y grasas son más elevados en las muestras del costados Este del pedraplén (exterior del canal), debido a la actividad industrial y de embarcaciones que allí hay.
- Finalmente entonces, el efecto más nocivo de los sedimentos podría relacionarse con la finura de los sedimentos que facilita su suspensión y consecuente dispersión de sus efectos de turbiedad y demanda de oxígeno. Los resultados demuestran que efectivamente la DBO₅ más alta corresponde a los sedimentos al interior del canal Caicaén (0, 50 y 100 m del pedraplén): aproximadamente 800 mg/kg de muestra. Una tendencia más marcada lo demuestra el contenido de nitrógeno NTK (amonía y nitrógeno orgánico) de sobre 100 mg/100 g, este elemento puede llegar a ser tóxico para peces.
- Afuera del canal Caicaén (Este del pedraplén) los valores de DBO₅ y nitrógeno están más bajas, incluso más bajas que los controles (tomadas a una distancia de 500 m del pedraplén).

4.3.- EFECTOS DE LA APERTURA DEL PEDRAPLÉN.

4.3.1.- Antecedentes.

En la condición actual, los fangos negros depositados en el fondo del canal tienen tal grado de consolidación y cohesión, que prácticamente se descarta la posibilidad de una re-suspensión. De cierto modo, para la partícula, la sedimentación es una “trampa” de la cual le costará volver a salir. Si la partícula sedimenta en una zona donde no se pudo mantener en suspensión, menos aún podrá re-suspenderse. Por tanto, sólo puede generarse una carga contaminante si los sedimentos fuesen re-suspendidos por una causa suficiente, la que habría que encontrar en una actividad perturbadora como la construcción del puente o remoción del pedraplén o parte de éste. Si se produjese la re-suspensión, la probabilidad que se mantenga el transporte suspendido parece restringido dado las características del canal, los flujos mareales reversibles y la sección muy variable en su ancho y profundidad (Ingeniería Alemana S.A., 2004).

La depositación de sedimentos ocurriría a cierta distancia del pedraplén, donde las velocidades, por el mayor ancho o área de sección, disminuirían, se trata de un efecto limitado no más allá de unos 300 a 500 metros del pedraplén.

Por otra parte, considerando las características de los sedimentos (tamaño medio $D_{50} = 0,6$ mm, densidad de 2550 kg/m^3 , alto grado de consolidación y cohesión), la velocidad crítica para el inicio de la re-suspensión sería de $U_{cr} = 1,5$ m/s, muy superior a las velocidades máximas observadas en el canal y que podrían generarse en la apertura del pedraplén (Ingeniería Alemana S.A., 2004).

4.3.2.- Transporte de sedimento.

La consultora Ingeniería Alemana S.A. utilizó el programa **SMS Surface Water Modelling System**, para realizar un modelo hidrodinámico de elementos finitos en el canal considerando una apertura en el centro del pedraplén de 30 m. Cabe destacar que si la apertura es mayor a la modelada, las velocidades en el entorno de esta abertura serían menores, esto debido a que el área sería mayor y el caudal el mismo, luego al alejarse del pedraplén las velocidades tienden a regularizarse.

Los resultados obtenidos por Ingeniería Alemana S.A. (2004) en la modelación (30 m de apertura y 20 cm de desnivel de aguas entre ambos lados del pedraplén) fueron los siguientes:

- El valor máximo de la velocidad resultó ser de 1,2 m/s, en el sector de la apertura misma, y disminuye a medida que nos alejamos. También disminuye cuando se regulariza el desnivel entre ambos lados.

- Antes y después de la apertura alcanza valores que se aproximan a 0,12 m/s.
- Se observó que a no más de 40 m de la apertura la velocidad se ha reducido a menos de 0,4 m/s.
- Los resultados anteriores confirman una reducida y espacialmente muy concentrada capacidad de movilización de sedimentos. Incluida la posibilidad de que tal movilización sea sólo por arrastre de fondo y no en suspensión.

4.3.3.- Oxígeno Disuelto (OD), Demanda Biológica de Oxígeno (DBO₅) y Amonia (NH₃).

Para la simulación de los parámetros OD, DBO₅ Y NH₃ se utilizó el programa **WASP Water Quality Analysis Program**, los resultados de Ingeniería Alemana S.A. (2004) bajo un escenario de peor caso, donde se supusieron la máxima tasa de remoción de sedimentos (300 m³/día, es decir 150 m³/día en uno y otro sentido), fueron los siguientes:

- OD: En el peor escenario el máximo descenso de oxígeno se produce en una distancia de 500 m del pedraplén (< 0,5 mg/L). En el escenario esperable se produce una reducción de oxígeno disuelto de menos de 0,1 mg/L
- DBO₅: En el peor escenario el aumento máximo de este parámetro se presentan dentro de una distancia de 500 m del pedraplén (< 3 mg/L). En una distancia mayor a 500 m no habría aumento de DBO₅ significativo respecto a las condiciones basales.
- NH₃: En el peor escenario las concentraciones de amonia aumentarían en menos de 0,05 mg/L dentro de una distancia de 500 m del pedraplén. En una distancia mayor a 500 m no habría aumento significativo respecto a las condiciones basales.

En resumen en el peor de los escenarios los efectos de la dispersión de sedimentos se limitan a una distancia de 500 m del pedraplén hacia el interior del canal. Con el tiempo la apertura del canal debería aumentar la oxigenación de las aguas.

[Tabla 4.1] Cuantificación de los eventuales impactos ambientales.

	Sólidos Suspendidos	DBO₅	Amonia	OD
Unidad	mg/L	mg/L	mg/L	mg/L
Actual	20	15	0,3	5,5
Δ	< 5	< 3	< 0,05	< 0,5
Pronosticado	< 25	< 18	< 0,35	> 5

Fuente: Ingeniería Alemana S.A.

5.- CONSIDERACIONES DE DISEÑO PARA UN PUENTE.

5.1.- CARGAS.

En la Sección 3 de la Norma AASHTO 1996 se definen y detallan todas las cargas que se deben contemplar en el diseño de los puentes, la forma de combinar y como se deben distribuir en los tableros (Dirección de Vialidad, 2002a). Algunas consideraciones, referente a la práctica chilena, se establecen en el numeral 3.1003.2 del Manual de Carreteras.

Las cargas para las cuales los puentes deben ser diseñados son las siguientes:

- Carga de Peso Propio.
- Sobrecargas permanentes.
- Carga viva: cargas móviles de vehículos.
- Carga viva: carga peatonal.
- Efecto dinámico o Impacto de las cargas móviles.
- Carga de viento.
- Cargas sísmicas.
- Presiones de tierra.
- Otras cargas, cuando existen, tales como: presiones de agua, fuerzas longitudinales, fuerzas centrífugas, esfuerzos térmicos, subpresión, acortamiento elástico, esfuerzos de montaje, etc.

5.1.1.- Cargas de Peso Propio (D).

Incluye los pesos de la losa de la calzada, los pasillos y las vigas (incluyendo los arriostramientos, atiesadores y conectores), soportados únicamente por las vigas sin ayuda de la losa. Se recomiendan los siguientes valores para el cálculo del peso propio:

[Tabla 5.1] Pesos propios recomendados.

Material	t/ m ³
Hormigón Solo	2,4
Hormigón Armado	2,5
Acero Estructural y Redondo	7,85
Acero Estructural en Vigas (incluido soldadura)	8
Relleno estructural	2
Capa Asfáltica	2,4

Fuente: Manual de Carreteras.

5.1.2.- Sobrecargas Permanentes (SD).

Se incluye este efecto cuando se trata de superestructuras en base a viga con losa colaborante, en caso contrario pasan a ser parte de las cargas de peso propio (Perales, 2003). Aquí es necesario considerar:

- Peso propio del pavimento.
- Peso propio de las barreras.

5.1.3.- Carga Móvil Vehicular (L).

Con el fin de simplificar el cálculo, la Norma AASHTO 1996 define las cargas móviles vehiculares que puede ser un camión estándar o una carga de faja, estas cargas deberán asumirse para un ancho de vía de tráfico de 10 pies (3,05 metros).

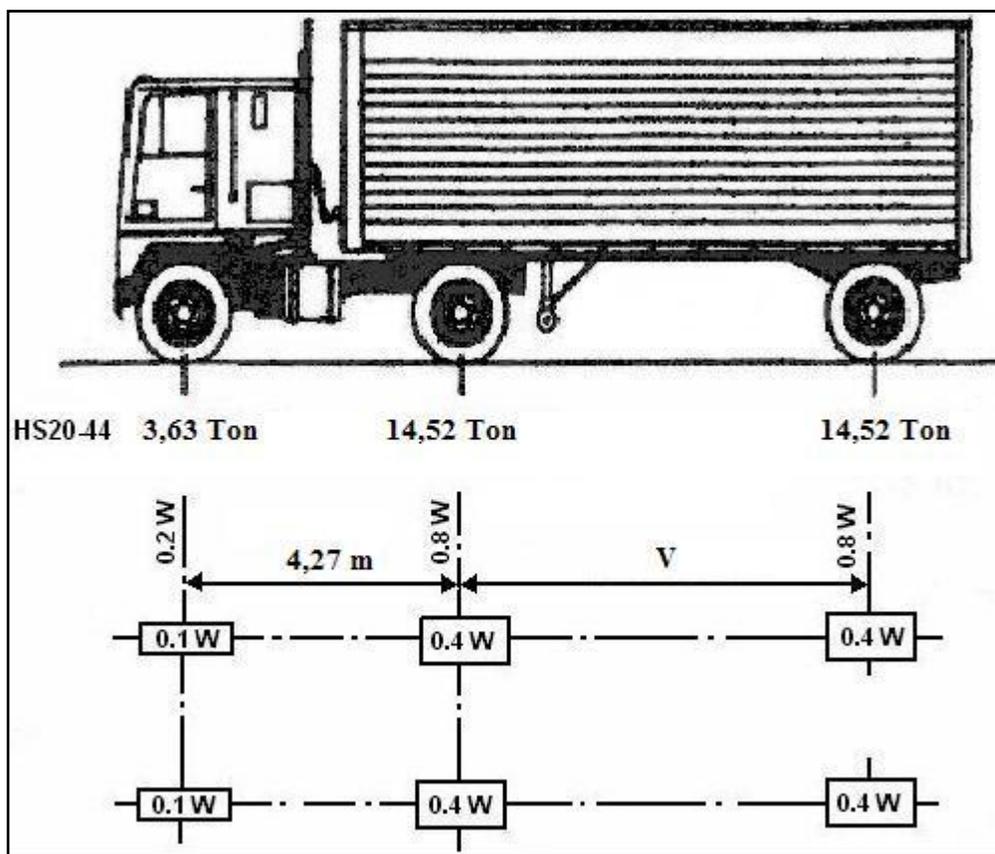
La carga de faja consiste en una carga uniformemente repartida y combinada con una carga puntual (o dos en el caso de tramos continuos), que son equivalentes a trenes de carga y generalmente usadas para puentes de largo superior a 40 metros.

El camión estándar puede ser de dos formas: sin remolque o trailer (2 ejes), que la norma lo designa con la letra H o un camión semi tráiler (3 ejes), designado con la letra HS. En resumen se tienen cuatro tipos de camiones diferentes, designados de la siguiente manera: H15-44, H20-44, HS15-44, HS20-44. El número 15 y 20 corresponden al peso total del camión en toneladas cortas. El número 44 que acompaña a los cuatro tipos de camiones se refiere al año 1944, cuando fueron instituidas estas cargas (Arriagada, 2003).

El diseño del tramo en estudio quedará controlado por la carga móvil vehicular que genere los mayores esfuerzos (camión estándar o la carga de faja).

En Chile, los puentes definitivos serán diseñados para un camión HS20-44, incrementado en un 20%, es decir: HS20-44 +20% (Dirección de Vialidad, 2002a).

[Fig. 5.1a] Camión HS20-44, distancias y cargas por eje.



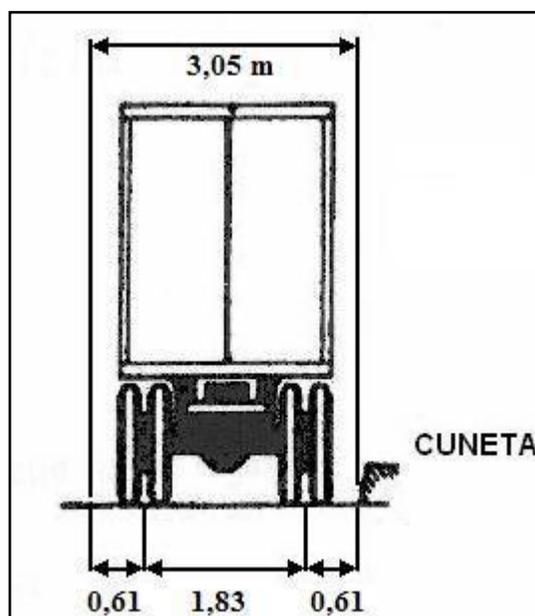
Fuente: Norma AASHTO 1996.

Donde:

$$W = 18,15 \text{ t}$$

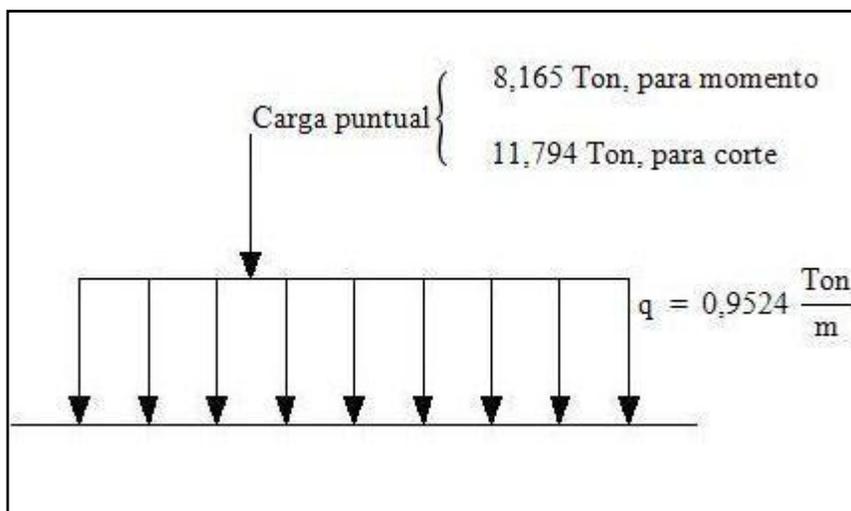
V = Distancia variable entre 4,27 m a 9,14 m; se utilizará el espaciamiento que produzca mayor sollicitación.

[Fig. 5.1b] Ancho de vía de tráfico y camión centrado



Fuente: Norma AASHTO 1996.

[Fig. 5.2] Carga de faja equivalente al camión HS20-44.



Fuente: Elaboración propia.

Esta carga de faja con su respectiva carga puntual concentrada se debe distribuir uniformemente en un ancho de vía de tráfico de 10 pies (3,05 metros).

5.1.4.- Carga Peatonal (L_p).

La Norma AASHTO (1996) establece que la carga peatonal es de 415 kg/m^2 y se usará para calcular pasillos y pasarelas. Para calcular vigas que soportan pasillos, la carga de 415 kg/m^2 disminuye a medida que la longitud de la viga crece, esta reducción se debe a que si aumenta el largo de la viga, la probabilidad que el pasillo este completamente cargado disminuye.

En la tabla 5.2 se aprecian los valores de la carga peatonal, para las diferentes longitudes de tramos:

[Tabla 5.2] Carga Peatonal.

Tramo (m)	Carga (kg/m^2)
0 - 8	415
8,1 - 30,5	293
> 30,5	P

Fuente: Norma AASHTO 1996.

$$\text{Donde } P = \left(146,47 + \frac{4464,47}{L} \right) \cdot \left(1,1 - \frac{W}{15,24} \right) < 293 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

L = longitud del pasillo en metros.

W = Ancho del pasillo en metros.

P = Carga en kg/m^2

5.1.5.- Efecto Dinámico o Coeficiente de Impacto de las Cargas Móviles (CI).

Los esfuerzos de las cargas de camión (H o HS) deben incrementarse en el cálculo de ciertos elementos, para considerar los efectos dinámicos, vibratorios y de impacto. Este incremento se expresa como una fracción del esfuerzo de carga móvil (AASHTO, 1996).

- Se aplica a: superestructura, cepas, y en general a aquella porción arriba del suelo en pilas de acero u hormigón que soportan a la superestructura.
- No se aplica a: estribos, muros de contención, porción abajo del suelo en pilas, presión de fundaciones y apoyos, estructuras de madera, cargas peatonales.

La norma AASHTO indica que el valor del Coeficiente de Impacto que aumenta la carga de camión se obtiene con la siguiente fórmula:

$$CI = 1 + \frac{15,24}{L + 38,11} \leq 1,3$$

Donde: CI = Coeficiente de Impacto.

L = Longitud del tramo en metros.

Para una correcta determinación del coeficiente de impacto, la longitud L se debe considerar de la siguiente forma:

[Tabla 5.3] Obtención de L según el tipo de luz.

	Para Momento	Para Corte
Para luces simple	L = longitud de la luz de diseño para tableros de calzada, vigas de piso y largueros longitudinales.	L = longitud de la porción cargada desde el punto considerado hasta la reacción.
Para voladizos	L = longitud desde el punto considerado hasta el eje más alejado.	Usar I = 0,3
Para luces Continuas	L = longitud de diseño de la luz considerada para momento positivo, promedio de dos luces adyacentes cargadas para momento negativo.	L = longitud de la porción cargada desde el punto considerado hasta la reacción.

Fuente: Perales (2003).

5.1.6.- Carga de Viento (W).

Para vigas se deberá aplicar una carga de viento de 244,1 kg/m² en forma horizontal y en un ángulo de 90° respecto al eje longitudinal del puente, presumido para una velocidad de viento de 161 km/h. La carga de viento será aplicada al área proyectada por los elementos verticales de las vigas (barlovento), es decir en el área expuesta (AASHTO, 1996).

5.1.7.- Fuerzas Sísmicas (EQ).

Se considera como carga eventual, por lo tanto, cuando ocurre este fenómeno se supone que el puente no posee carga móvil (Arriagada, 2003).

Por lo general para el cálculo de estribos, cepas y fundaciones, la combinación de carga que contiene el sismo es la que controla el diseño de estos elementos. Comúnmente se usa el método del coeficiente sísmico o el método del coeficiente sísmico modificado por la respuesta estructural.

En el numeral 3.1004 del Manual de Carreteras se encuentran lo referente al diseño sísmico, y la forma de aplicación, dirigida hacia nuestro país.

5.1.8.- Presión de Tierras (E).

Los empujes de tierra son los esfuerzos generados por la acción de los suelos, por lo general los elementos más solicitados por este tipo de esfuerzo son los estribos.

En el numeral 3.1004.312 del Manual de Carreteras se encuentran los requerimientos de diseño para estribos, y en el numeral 3.1003.4 se indica lo referente a muros de contención, aquí se explica tanto el empuje de tierra estático como el sísmico.

5.1.9.- Coeficiente de Reducción (CR).

Este coeficiente considera la improbabilidad de que un puente este cargado simultáneamente en todas sus vías de tráfico por el camión de diseño de la norma o por la carga de faja. Este coeficiente reduce la carga viva, dependiendo del número de pistas o vías de tránsito (AASHTO, 1996). Se obtiene de la siguiente tabla:

[Tabla 5.4] Valores del coeficiente de reducción.

Número de Pistas	CR
1 ó 2	1
3	0,9
4 ó más	0,75

Fuente: Norma AASHTO 1996.

5.1.10.- Coeficiente de Distribución (CD).

Como nos indica Perales (2003) la carga móvil vehicular, para cada viga, deberá ser determinada aplicando en cada una de estas la fracción del peso de rueda determinada por el coeficiente de distribución.

5.1.10.1.- Coeficiente de Distribución para Vigas Interiores: Para una losa de hormigón soportada por vigas principales de acero tipo “I” el coeficiente de distribución es:

[Tabla 5.5] Valores del coeficiente de distribución en vigas interiores.

Puente con una sola pista	Puente con dos o más pistas
$CD = S / 2,1336 ; \text{ con } S \leq 3,048 \text{ m}$	$CD = S / 1,6764 ; \text{ con } S \leq 4,2672 \text{ m}$

Fuente: Perales (2003).

Para mayor espaciamiento promedio de las vigas (S), en metros, la carga en cada viga debe ser la reacción de las cargas de rueda suponiendo el tablero como una luz simple entre vigas.

5.1.10.2.- Coeficiente de Distribución para Vigas Exteriores: Para una losa de hormigón soportada por vigas principales de acero tipo “I”, se debe suponer que la losa actúa como viga simplemente apoyada entre la viga exterior y la inmediatamente adyacente. Luego se posiciona un camión estándar a 0,61 m del borde del pasillo y se obtiene la reacción sobre la viga considerada y en consecuencia el coeficiente de distribución.

5.2.- COMBINACIONES DE CARGAS.

La norma AASHTO 1996 en su artículo 3.22 establece las diferentes combinaciones de carga que se deben utilizar, tanto para el Diseño por Cargas de Servicio, como para el Diseño por Resistencia (diseño por factor de carga).

El puente estudiado en la presente tesis será calculado en su totalidad por el Diseño por Cargas de Servicio y un gran número de cargas no se consideraran por su irrelevancia o inexistencia. Cabe indicar la importancia que puedan tener para ciertos elementos cargas que para otros no.

Los diferentes grupos de combinaciones de carga se obtendrán de la siguiente fórmula:

$$\text{Grupo (N)} = \gamma \cdot [\beta_D \cdot D + \beta_L \cdot (L + I) + \beta_C \cdot CF + \beta_E \cdot E + \beta_B \cdot B + \beta_S \cdot SF + \beta_W \cdot W + \beta_{WL} \cdot WL + \beta_L \cdot LF \\ + \beta_R \cdot (R + S + T) + \beta_{EQ} \cdot EQ + \beta_{ICE} \cdot ICE]$$

Y las fuerzas que no se contemplarán serán las siguientes:

- Viento sobre carga viva (WL)
- Fuerza longitudinal, frenaje (LF)
- Fuerza centrífuga (CF)
- Acortamiento de nervadura (R)
- Retracción (S)
- Temperatura (T)
- Presión de agua (SF)
- Presión de hielo (ICE)

Obteniéndose así una simplificación de la fórmula, quedando de la siguiente manera:

$$\text{Grupo (N)} = \gamma \cdot [\beta_D \cdot D + \beta_L \cdot (L + I) + \beta_E \cdot E + \beta_B \cdot B + \beta_W \cdot W + \beta_{EQ} \cdot EQ]$$

Donde:

N = Número de la combinación de carga.

γ = Factor de carga.

β = Coeficientes.

D = Carga Muerta.

L = Carga Viva.

I = Impacto de la carga viva.

E = Presión de tierras.

B = Supresión, boyante o flotabilidad.

W = Carga de viento sobre la estructura.

EQ = Sismo.

[Tabla 5.6] Valores de los coeficiente β y γ para el diseño por esfuerzos admisibles.

Grupo	γ	D	Coeficientes β					%
			L + I	E	B	W	EQ	
I	1,0	1	1	1	1	0	0	100
II	1,0	1	0	1	1	1	0	125
III	1,0	1	1	1	1	0,3	0	125
IV	1,0	1	1	1	1	0	0	125
V	1,0	1	0	1	1	1	0	140
VII	1,0	1	0	1	1	0	1	133

Fuente: AASHTO 1996

Debido a la gran cantidad de cargas que no están presentes en el diseño y también por privilegiar la seguridad, no se aplicarán aumento en los porcentajes de esfuerzo máximo admisible, o lo que es igual, un porcentaje de reducción de los diferentes grupos de carga. En resumen los grupos de carga a considerar quedan simplificados de la siguiente forma:

$$\text{Grupo (I)} = D + (L+I) + E + B$$

$$\text{Grupo (II)} = D + E + B + W$$

$$\text{Grupo (III)} = D + (L+I) + E + B + 0,3W$$

$$\text{Grupo (IV)} = D + (L+I) + E + B$$

$$\text{Grupo (V)} = D + E + B + W$$

$$\text{Grupo (VII)} = D + E + B + EQ$$

Cabe destacar que el Grupo (VII) que contempla el Sismo, es reemplazado por la sección 3.1004 del Manual de Carreteras, donde se establecen las disposiciones de diseño sísmico para los puentes en Chile (Dirección de Vialidad, 2002a).

También hay que indicar que estos distintos grupos pueden adoptar diferentes modificaciones dependiendo del tipo de elemento que se este diseñando.

5.3.- HORMIGÓN.

Los materiales empleados en la fabricación de hormigón armado para puentes deberán cumplir con las disposiciones establecidas en las normas chilenas del INN.

5.3.1.- Resistencias.

El hormigón se clasifica en grados, ya sea con respecto a la resistencia a la compresión, o con respecto a la resistencia a la flexotracción. En Chile la clasificación por resistencia a la compresión se mide en probeta cúbica de 200 mm de arista a la edad de 28 días, mientras que la resistencia f'_c para hormigones especificada por la AASHTO se basa en ensayos sobre probetas cilíndricas. Es por lo anterior que un hormigón de un grado específico tiene diferente resistencia en probeta cúbica y probeta cilíndrica (Dirección de Vialidad, 2002a).

El grado de hormigón que se usará en el diseño de los diferentes elementos del puente se indica en la siguiente tabla:

[Tabla 5.7] Resistencia a utilizar para diferentes elementos de hormigón.

Elemento	Grado Hormigón	f'_c (kg/cm ²)
Losa calzada	H30	300
Pasillos	H30	300
Losa de acceso	H30	300
Columnas	H30	300
Estribos	H30	300
Fundaciones	H30	300
Hormigón pobre de relleno	H5	50

Fuente: Elaboración propia.

5.3.2.- Modulo de Young para Hormigón (E_h).

Para los hormigones el módulo de elasticidad o de Young, esta dado por la siguiente fórmula, donde f'_c se ingresa en kg/cm², y el resultado se obtiene en esta misma unidad (Perales, 2003).

$$E_h = 15100 \cdot \sqrt{f'_c} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

5.3.3.- Modulo de Poisson para Hormigón (v_h).

Para los hormigones el módulo de Poisson varía entre 0,15 y 0,2. El modulo utilizado en nuestro caso será (Arriagada, 2003):

$$v_h = 0,15.$$

5.3.4.- Coeficiente de Dilatación Térmica para Hormigón (α_h).

Aunque en la presente tesis no se contemplan la carga por temperatura, de igual forma se indica que este coeficiente según Arriagada (2003) comprende los siguiente rangos $1,0 \cdot 10^{-5}$ y $1,3 \cdot 10^{-5}$:

5.4.- ACEROS.

5.4.1.- Calidad.

Las calidades de los aceros a utilizar tanto en el refuerzo del hormigón armado, como en elementos componente del puente, serán las siguientes:

[Tabla 5.8] Calidad de los aceros a utilizar.

Elemento	Calidad
Materiales de hormigón H30 (Superestructura, infraestructura, fundaciones)	A63 – 42H
Vigas	A52 – 34ES
Atiesadores de rigidez	A37 – 24ES
Atiesadores de Carga	A37 – 24ES y A52 – 34ES
Conectores de Corte (espárragos)	A37 – 24ES
Arriostramientos	A37 – 24ES

Fuente: Elaboración propia.

5.4.2.- Espesores mínimos del Acero Estructural.

En el artículo 3.1003.802 del Manual de Carreteras se especifican los espesores mínimos en los diferentes elementos que constituyen un puente.

[Tabla 5.9] Espesores mínimos de los elementos de acero.

Elemento	Puente (mm)	Pasarelas Peatonales (mm)
Alma y alas de vigas principales tipo IN	12	10
Platabanda de refuerzo en viga principales tipo IN	10	8
Atiesadores de carga	10	8
Atiesadores de rigidez	8	5
Arriostramientos	8	5
Conectores de corte tipo C	5	5
Resto de elementos principales	5	5
Elementos secundarios	4	3

Fuente: Manual de Carreteras.

5.4.3.- Recubrimientos mínimos del Acero de Refuerzo en el Hormigón.

En el artículo 3.1003.604 del Manual de Carreteras se especifican los recubrimientos mínimos del acero de refuerzo utilizados en los elementos de hormigón armado en los puentes.

[Tabla 5.10] Recubrimientos mínimos del acero de refuerzo.

Elemento	Recubrimiento (cm)
Hormigón concretado contra terreno o permanentemente enterrado	7,5
Hormigón de pilotes in situ	7,5
Hormigón expuesto a la intemperie o en contacto con la tierra	
- Refuerzo principal	5,0
- Estribos, amarras, zunchos	4,0
Hormigón de losa en climas moderados	
- Refuerzo superior en losas con pavimento incorporado	7,5
- Ref superior en losas con pavimento adicional de hormigón o asfalto	4,0
- Refuerzo inferior	2,5
Hormigón de losa en ambientes agresivos	
- Refuerzo superior	6,5
- Refuerzo inferior	2,5
Hormigón de pilas o cepas concretadas contra terreno o permanentemente expuestas a la tierra	5,0

Fuente: Manual de Carreteras.

5.4.4.- Modulo de Young para Acero (E_s).

Para todos los aceros que se utilicen, el módulo de elasticidad o de Young tendrá el siguiente valor (Perales, 2003):

$$E_s = 2.100.000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

5.4.5.- Modulo de Poisson para Acero (ν_s).

Como indica Arriagada (2003) el módulo de Poisson tendrá el siguiente valor:

$$\nu_s = 0,25$$

5.4.6.- Coeficiente de dilatación térmica para Acero (α_s).

Aunque en la presente tesis no se contempla la carga por temperatura, de igual forma se indica que este coeficiente tiene el siguiente valor (Arriagada 2003):

$$\alpha_s = 1,2 \cdot 10^{-5}$$

5.5.- CONTROL DE DEFORMACIONES.

Según los artículos 8.9 y 10.6 de la norma AASHTO 1996, el control de las deflexiones tanto para estructuras de hormigón armado como de acero es la que se indica a continuación. Los valores que se dan son para la carga viva más impacto diseñado por el método de tensiones admisibles, para el diseño por factores de carga estos límites son opcionales.

Los puentes de carretera de luz simple o continua se deben diseñar para que la deflexión debida a la carga viva más impacto no exceda $1/800$ de la luz, excepto en puentes ubicados en áreas urbanas con presencia de peatones donde esta deflexión no superará $1/1000$ de la luz. Para voladizos, en general, la deflexión no debe superar $1/300$ de la longitud del voladizo, excepto en puentes ubicados en áreas urbanas con presencia de tráfico peatonal donde este valor se limita a $1/375$ (AASHTO, 1996).

Capítulo VII

7.- PRESUPUESTO.

En el presente capítulo se realiza un presupuesto del valor que costaría la construcción del puente. Los precios unitarios netos que aquí se muestran, son valores promedios que se utilizan en el Ministerio de Obras Publicas para presupuestos oficiales de obras similares.

[Tabla 7.1] Presupuesto.

DESIGNACION	UN	CANT.	P.U.	TOTAL
I.- INFRAESTRUCTURA				
1.- Dado de Fundación				
1.1.- Hormigón H30	m ³	512,00	195.500	100.096.000
1.2.- Hormigón H5	m ³	10,00	137.500	1.375.000
1.3.- Acero para Armadura A63 – 42H	kg	16.913,76	2.200	37.210.272
1.4.- Moldaje	m ²	256,00	18.000	4.608.000
2.- Pilotes Preexcavados (In Situ)				
	m ³	420,97	1.114.700	469.255.259
3.- Columnas				
3.1.- Hormigón H30	m ³	79,40	195.500	15.522.700
3.2.- Acero para Armadura A63 – 42H	kg	10.840,00	2.200	23.848.000
3.3.- Moldaje	m ²	282,26	18.000	5.080.680
4.- Vigas Cabezal				
4.1.- Hormigón H30	m ³	31,52	195.500	6.162.160
4.2.- Acero para Armadura A63 – 42H	kg	3.532,13	2.200	7.770.686
4.3.- Moldaje	m ²	92,00	18.000	1.656.000
5.- Estribos				
5.1.- Hormigón H30	m ³	255,00	195.500	49.852.500
5.2.- Acero para Armadura A63 – 42H	kg	24.959,30	2.200	54.910.460
5.3.- Moldaje	m ²	518,50	18.000	9.333.000
5.4.- Impermeabilización de Muros	m ²	518,50	3.380	1.752.530
5.5.- Relleno Estructural Permeable	m ³	600,00	11.960	7.176.000
II.- SUPERESTRUCTURA				
1.- Vigas				
1.1.- Suministro y Transporte de Vigas Metálicas y Arriostramientos	kg	367.074,00	2.800	1.027.807.200
1.2.- Lanzamiento y Colocación de Vigas Metálicas y Arriostramientos	Nº	10,00	5.000.000	50.000.000
1.3.- Pintura de Vigas Metálicas y Arriostramientos	m ²	3.988,10	13.000	51.845.300
2.- Tablero				
2.1.- Hormigón H30	m ³	741,53	195.500	144.969.115
2.2.- Acero para Armadura A63 – 42H	kg	110.246,00	2.200	242.541.200
2.3.- Moldaje	m ²	2.837,60	18.000	51.076.800
2.4.- Carpeta de Hormigón para Puentes	m ³	93,30	234.000	21.832.200
2.5.- Suministro y Colocación de Juntas Metálicas en Tableros de Puente	m	51,00	295.360	15.063.360
2.6.- Sum. y Coloc. de Anclajes Antisísmicos, Tableros de Ancho Mayor a 10m	Nº	40,00	146.000	5.840.000
2.7.- Suministro y Colocación de Placas de Neopreno	Nº	16,00	332.870	5.325.920
2.8.- Barbacanas de Desagüe	GL	1,00	400.000	400.000
2.9.- Barreras Mixtas	m	466,32	253.380	118.156.162
3.- Losa de Acceso				
	m ³	25,00	467.230	11.680.750

III.- OBRAS ANEXAS				
1.- Instalación de Faenas	GL	1,00	15.000.000	15.000.000
2.- Señales de un Poste	N°	4,00	195.000	780.000
3.- Unión Puente al Camino	GL	1,00	40.000.000	40.000.000
4.- Apertura, Explotación y Abandono de Empréstitos	GL	1,00	6.000.000	6.000.000
5.- Apertura, Uso y Abandono de Botaderos	GL	1,00	4.000.000	4.000.000
TOTAL NETO				2.607.927.254
19 % IVA				495.506.178
TOTAL (19 % IVA INCLUIDO)				3.103.433.432

Fuente: Elaboración propia (Julio del 2008).

Como se aprecia en el siguiente presupuesto el valor asciende a la suma de “tres mil ciento tres millones cuatrocientos treinta y tres mil cuatrocientos treinta y dos pesos”.

Capítulo VIII

8.- RESULTADOS Y CONCLUSIONES.

- 1) Para el reemplazo del actual pedraplén se diseñó un puente de vigas de acero con losa colaborante de cinco tramos (simplemente apoyados y continuos que forman dos vigas Gerber) con un largo total de 233,16 m aproximados (dos tramos de 30,08 m, dos de 54 m y uno de 65 m), ubicado al costado del actual pedraplén y en el interior del Canal Caicaén, las vigas longitudinales de la superestructura serán un par con altura del alma variable a excepción de los tramos del borde y parte del tramo central con extremos rotulados. Las alturas de estas vigas serán de 2,1 m para los tramos extremos, luego variará de 2,1 a 5,4 m y el tramo central de 5,4 a 1,6 m. Con respecto a la altura disponible en marea alta, para el paso de las embarcaciones (revanchas), nos encontramos en el centro del puente con un mínimo de 6,45 m (valor suficiente para las lanchas mayores de pesca artesanal). El diseño contempla dos vías para el tráfico vehicular (con un total de 8 m) y dos pasillos para los peatones (1,5 m cada uno). Un esquema de la vista lateral del puente se aprecia en la figura 6.32 (pagina 91) y las figuras esquemáticas están en el anexo H.
- 2) En cuanto al control de las deformaciones, por carga viva más impacto, para todos los tramos tenemos que la deformación máxima en ningún caso supera la admisible (tramo 1 y 5 tenemos 10,88 mm y un admisible de 30,08 mm; tramo 2 y 4 tenemos 23,92 mm y un admisible de 54 mm; tramo 3 tenemos 34,27 mm y un admisible de 65 mm).
- 3) En cuanto a los apoyos, tenemos en los extremos estribos y luego 4 pares de columnas, las más cercanas a los estribos resultaron de 0,9 m de diámetro, un par con altura de 7,94 m y el otro con 9,89 m. Las columnas en las cuales se apoya el tramo central serán de 1,25 m de diámetro y altura de 11,5 m aproximadamente.
- 4) Con respecto a las fundaciones tenemos: en los extremos, las de los estribos, son zapatas de 6,5 x 12,4 y altura de 1 m sin pilotes, luego en las que descansan las columnas de 0,9 m de diámetro están compuestas por un dado de fundación de 6 x 8 x 2 m y cada una tendrá 5 pilotes de 1 m de diámetro y longitud de 18 y 19 m aprox. Las fundaciones en las que se apoyan las columnas de 1,25 m de diámetro están compuestas por un dado de fundación de 8 x 10 x 2 m y cada una tendrá 9 pilotes de 1 m de diámetro y longitud de 19,5 m.

5) Después de realizar un presupuesto con los valores unitarios netos utilizados por el Ministerio de Obras Publicas para presupuestos oficiales de obras similares, se concluyó que la inversión sería de \$ 3.103.433.432.

6) Algunos datos generales son:

- 367,1 t de acero en vigas, arriostramientos, atiesadores y conectores de corte.
- 1645,5 m³ de hormigón H30.
- 166,5 t de acero de refuerzo A63 -42H
- 421 m³ de pilotes preexcavados.

9.- BIBLIOGRAFÍA.

- [1] AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). 1996. Standard especificaciones for highway bridges. 16 ed. United States of America. 683 p.
- [2] ARRIAGADA, L. 2003. Diseño de puente mixto en madera y hormigón. Tesis Ing. Civil Obras Civiles. Valdivia, Universidad Austral de Chile, Fac. Cien. Ing. 245 p.
- [3] CASAS, M. 2006. Diseño de un puente peatonal cable-atirantado de gran longitud. Tesis Ing. Civil Obras Civiles. Valdivia, Universidad Austral de Chile, Fac. Cien. Ing. 211 p.
- [4] CINTAC S.A. 2005. Catalogo técnico de productos y sistemas. Chile. 19 p. (Disponible en: http://www2.cintac.cl/comunidad/i_catalogos.php, consultado el: 8 octubre del 2007).
- [5] DIRECCION DE VIALIDAD. 2002a. Manual de carreteras; instrucciones y criterios de diseño. Chile. Vol. 3. 559 p.
- [6] DIRECCION DE VIALIDAD. 2002b. Modificaciones pedraplén de acceso a Calbuco. Chile. 34 p.
- [7] DIRECCION DE VIALIDAD. 2002c. Informe ambiental retiro pedraplén Calbuco. Chile.
- [8] ESCUDERO, J. s.f. Los puentes. (Disponible en: <http://www.galeon.com/puentes/tipos/tiposdepons.htm>, consultado el: 2 marzo del 2009).
- [9] HEDEFINE, A. ; J. SWINDLEHURST. 1997. Manual de diseño de estructuras de acero; sección 11 puentes de vigas. 2 ed. Colombia, McGraw-Hill Interamericana. Vol. 3.
- [10] HEDGREN, A. 1997. Manual de diseño de estructuras de acero; sección 13 puentes en arco. 2 ed. Colombia, McGraw-Hill Interamericana. Vol. 3.
- [11] INGENIERIA ALEMANA S.A. 2004. Estudio de dispersión de finos y efectos ambientales apertura pedraplén de Calbuco. Chile. 111 p.

- [12] INSTITUTO CHILENO DEL HORMIGON (ICH). 2000. Código de diseño de hormigón armado, basado en el ACI 318-99. 2 ed. Chile. 586 p
- [13] JIMÉNEZ, L. 1996. Fundaciones para puentes. Tesis Constructor Civil. Valdivia, Universidad Austral de Chile, Fac. Cien. Ing. 143 p.
- [14] KRAUSE, R. 2005. Estudio del diseño de un puente atirantado de tablero de madera tensada sostenido por viga curva de madera laminada. Tesis Ing. Civil Obras Civiles. Valdivia, Universidad Austral de Chile, Fac. Cien. Ing. 180 p.
- [15] KULICKI, J ; J. PRICKETT ; D. LEROY. 1997. Manual de diseño de estructuras de acero; sección 12 puentes de armaduras. 2 ed. Colombia, McGraw-Hill Interamericana. Vol. 3.
- [16] LAGOS, R. 2006. Apuntes 2006 de René Lagos. 82 p.
(En: https://www.u-cursos.cl/ingenieria/2007/2/CI52G/3/material_alumnos/objeto/5327
, consultado el: 4 diciembre del 2007).
- [17] PARKER, H. 1971. Diseño simplificado de concreto reforzado. 2 ed. México, Limusa.
- [18] PERALES, R. 2003. Diseño automatizado de vigas metálicas para puentes carreteros. Tesis Ing. Civil Obras Civiles. Valdivia, Universidad Austral de Chile, Fac. Cien. Ing. 115 p.
- [19] PODOLNY, W. 1997. Manual de diseño de estructuras de acero; sección 14 puentes sostenidos por cables. 2 ed. Colombia, McGraw-Hill Interamericana. Vol. 3.
- [20] RADDATZ, D. 2006. Diseño de un puente continuo de dos tramos de tablero de madera post-tensado. Tesis Ing. Civil Obras Civiles. Valdivia, Universidad Austral de Chile, Fac. Cien. Ing. 142 p.
- [21] RAÍN, O. 2001. Proyecto y construcción del puente Calle Calle II. Tesis Constructor Civil. Valdivia, Universidad Austral de Chile, Fac. Cien. Ing. 59 p.
- [22] RIDDELL, R ; P. HIDALGO. 1999. Diseño estructural. 2 ed. Santiago, Universidad Católica de Chile. 525 p.

[23] TROITSKY, M. S. 2000. Bridge engineering handbook; section 1 fundamentals; conceptual bridge design. United States of America, CRC Press LLC.

[24] VALLECILLO, A. s.f. Vigas gerber, concepto y resolución. 28 p. (Disponible en: http://citywiki.ugr.es/w/images/4/44/Apuntes_tema_9, consultado el: 1 julio del 2007).