

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ  
ESCUELA DE POSGRADO**



**GUÍA DE DISEÑO DE PUENTES ATIRANTADOS CON  
SECCIÓN COMPUESTA, CON UN EJEMPLO PRÁCTICO**

**TESIS PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE MAGÍSTER EN INGENIERÍA  
CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES**

**AUTOR:**

VICTOR MANUEL ACEVEDO LAOS

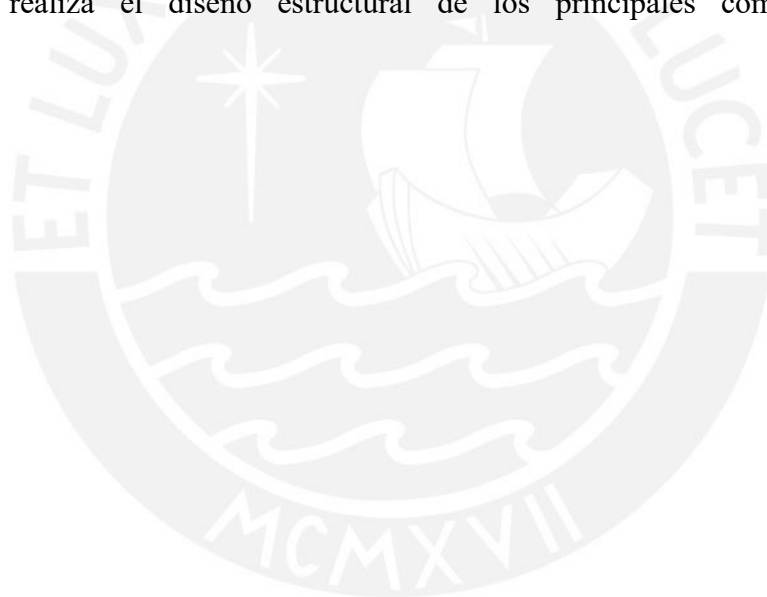
**ASESOR:**

MG. JOSÉ ALBERTO ACERO MARTÍNEZ

Lima - Perú  
2021

## RESUMEN

La presente tesis desarrolla una guía sistematizada de análisis y diseño de los principales componentes de los puentes atirantados. Sin bien gran parte de la metodología es aplicable a cualquier tipo de tablero, se hace énfasis en los puentes con tableros de sección compuesta cuando los temas presentados requieren alguna particularidad con respecto al tipo de tablero utilizado. La metodología presentada tiene en cuenta las consideraciones necesarias para los puentes de grandes luces en general y para los puentes atirantados en particular. Éstas consideraciones incluyen: El análisis del proceso constructivo (construcción por voladizos sucesivos), la no linealidad geométrica debido al pandeo de los cables por peso propio (cable sag) y debido a los efectos P-Delta, el análisis por solicitaciones sísmicas para puentes de grandes luces, y la estabilidad aerodinámica. La tesis finaliza con un ejemplo práctico en donde se analiza un puente atirantado de sección compuesta aplicando los temas previamente tratados y se realiza el diseño estructural de los principales componentes de la superestructura.

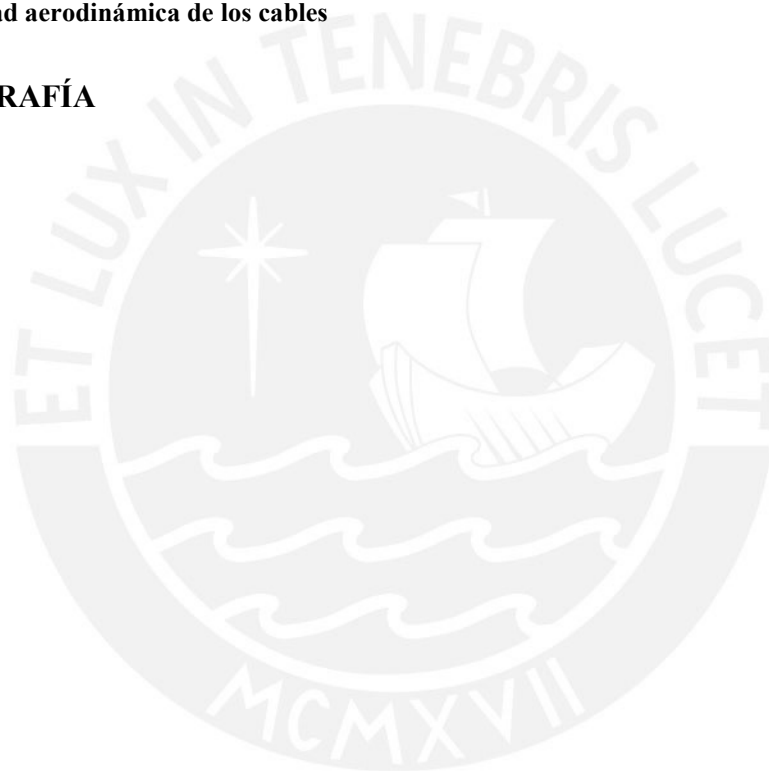


# INDICE

<b>1. ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN</b>	<b>1</b>
<b>2. OBJETIVOS Y ALCANCES</b>	<b>2</b>
<b>3. ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y CONFIGURACIONES TÍPICAS</b>	<b>3</b>
3.1. Los cables	3
3.1.1. Características físicas	3
3.1.2. Protección contra la corrosión	6
3.1.3. Propiedades mecánicas	7
3.1.4. Arreglos típicos de cables	9
3.1.5. Posiciones espaciales de los cables	12
3.1.6. Diseño estructural	15
3.1.7. Anclajes	18
3.2. El tablero de sección compuesta	31
3.2.1. Características generales	31
3.2.2. Ventajas del sistema compuesto	36
3.2.3. Solicitaciones por carga axial	37
3.2.4. Solicitaciones por flexión vertical	41
3.2.5. Solicitaciones por flexión horizontal	43
3.2.6. Solicitaciones por torsión	49
3.3. Las torres	56
3.4. Puentes de múltiples tramos	58
<b>4. PREDIMENSIONAMIENTO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL</b>	<b>62</b>
4.1. Predimensionamiento	62
4.2. No linealidad geométrica por cambio de curvatura de los cables	65
4.2.1. Descripción del fenómeno	65
4.2.2. Deducción del módulo de elasticidad equivalente	66
4.2.3. Análisis iterativo con el módulo de elasticidad equivalente	69
4.3. No linealidad geométrica por efectos P-Delta	71
4.4. Análisis de la secuencia constructiva por voladizos	72
4.4.1. Descripción del proceso constructivo por voladizos	72
4.4.2. Análisis estructural “hacia atrás”	77
4.4.3. Determinación de las tensiones para el perfil geométrico final	79
4.5. Análisis sísmico	79
4.5.1. Análisis modal-espectral	79
4.5.2. Análisis tiempo-historia no lineal	82
4.5.3. Longitud de soporte mínima	87
4.5.4. Variabilidad espacial de las solicitaciones sísmicas	89
4.6. Ancho de losa efectivo	94

<b>5.</b>	<b>ESTABILIDAD AERODINÁMICA</b>	<b>98</b>
5.1.	Ensayos en túneles de viento	98
5.1.1.	Modelos completos y seccionales	98
5.1.2.	Escalamiento	100
5.1.3.	Coefficientes aerodinámicos y aeroelásticos	101
5.2.	Estabilidad del tablero y las torres	103
5.2.1.	Embate (Buffeting)	103
5.2.2.	Desprendimiento de vórtices	104
5.2.3.	Galope (Galloping)	106
5.2.4.	Divergencia estática	107
5.2.5.	Aleteo acoplado (Flutter)	111
5.2.6.	Efecto de los vehículos	115
5.2.7.	Estabilidad de las torres	116
5.2.8.	Consideraciones en el diseño	118
5.2.9.	Medidas de mitigación adicionales	120
5.3.	Estabilidad de los cables	122
5.3.1.	El número de Scruton	123
5.3.2.	Galope por viento y lluvia	123
5.3.3.	Galope por proximidad de obstáculos en grupos de cables	125
5.3.4.	Galope de cables secos inclinados	126
5.3.5.	Desprendimiento de vórtices	127
5.3.6.	Medidas de mitigación	127
<b>6.</b>	<b>EJEMPLO PRÁCTICO DE DISEÑO</b>	<b>136</b>
6.1.	Definición de la geometría	136
6.2.	Cargas muertas	140
6.3.	Cargas vivas	140
6.4.	Cargas sísmicas	142
6.5.	Cargas de viento	145
6.6.	Factores de carga y combinaciones	148
6.7.	Modelo estructural en SAP2000	149
6.7.1.	Modelamiento del tablero	149
6.7.2.	Conexiones tablero-torre	149
6.7.3.	Modulo de elasticidad equivalente	150
6.7.4.	Solicitaciones por carga muerta	151
6.8.	Análisis por cargas muertas	153
6.9.	Análisis por carga muerta superimpuesta y cargas vehiculares	158
6.10.	Análisis sísmico modal espectral	163
6.11.	Análisis del proceso constructivo	171
6.12.	Diseño de los cables	190
6.12.1.	Verificación para cargas en servicio	191

6.12.2.	Verificación para cargas últimas	192
6.12.3.	Verificación para fatiga	193
6.13.	Diseño de las vigas V1 (Longitudinales)	194
6.13.1.	Sección V1	194
6.13.2.	Ecuaciones de interacción	195
6.13.3.	Verificación de resistencia	195
6.14.	Diseño de las vigas V2 y V3	197
6.14.1.	Secciones V2 y V3	197
6.14.2.	Solicitaciones por carga muerta	197
6.14.3.	Solicitaciones por carga muerta superimpuesta y carga vehicular	198
6.14.4.	Verificación de la resistencia	201
6.15.	Estabilidad aerodinámica del tablero	202
6.16.	Estabilidad aerodinámica de los cables	204
7.	BIBLIOGRAFÍA	208
	ANEXO 1	211

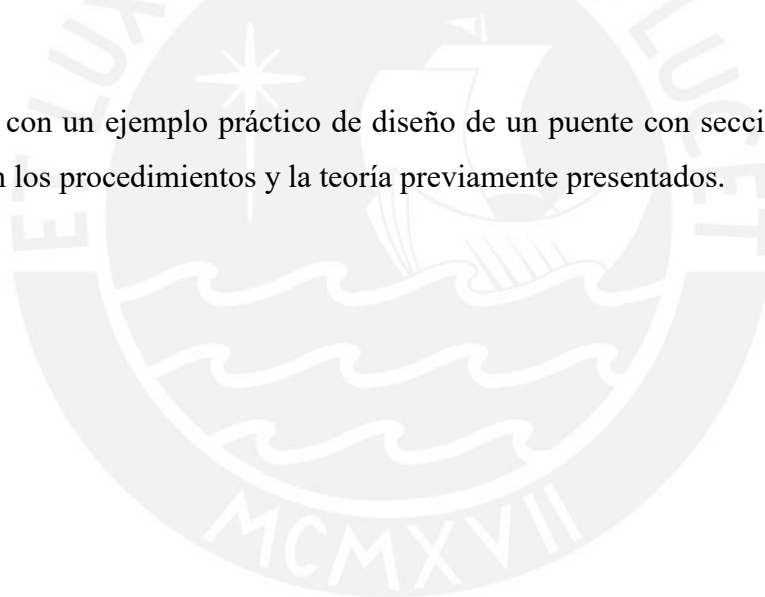


## 1. ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN

Actualmente existe poca información actualizada que reúna y presente de forma sistematizada todos los procedimientos y consideraciones importantes en el análisis y diseño de los puentes atirantados, y que a su vez provea un adecuado sustento teórico de los procedimientos presentados. Esta información es de particular importancia en nuestro país debido a la amplia y creciente necesidad de contar con mayores vías de comunicación, en donde la geografía amerita la presencia de puentes de luces grandes o intermedias.

La presente tesis propone una guía de análisis y diseño de los principales componentes de los puentes atirantados, incluyendo también un adecuado (y resumido) sustento teórico de cada tema presentado. Si bien la mayoría de temas tratados son aplicables a tableros de cualquier material, se le dará un especial énfasis al caso particular de los tableros de sección compuesta.

La tesis finaliza con un ejemplo práctico de diseño de un puente con sección compuesta, en donde se utilizan los procedimientos y la teoría previamente presentados.



## 2. OBJETIVOS Y ALCANCES

### *Objetivo General:*

- Elaborar una metodología de análisis y diseño de puentes atirantados.

### *Objetivos Específicos:*

- Presentar las principales configuraciones de los puentes atirantados y describir sus principales componentes.
- Presentar los métodos de pre-dimensionamiento de dichos componentes.
- Proponer una metodología para el análisis y diseño estructural del puente, teniendo en cuenta las consideraciones necesarias para los puentes de grandes luces en general y para los puentes atirantados en particular. Éstas consideraciones incluyen: El análisis del proceso constructivo (construcción por dovelas), la no linealidad geométrica debido al pandeo de los cables por peso propio (cable sag) y debido a los efectos P-Delta, el análisis por solicitaciones sísmicas para puentes de grandes luces, y la estabilidad aerodinámica.
- Elaborar un ejemplo práctico del diseño estructural de un puente atirantado en donde se apliquen los temas previamente tratados.

### *Alcances:*

- Se presentará la metodología de diseño considerando que el tablero es de sección compuesta. De todas formas, varios de los temas presentados son aplicables a cualquier tipo de tablero.
- Como casos de no linealidad se presentan: La no-linealidad geométrica de los cables debido a su pandeo por peso propio, la no linealidad geométrica por efectos P-Delta, y la no linealidad del material para el caso de carga de evento extremo, en caso el diseño contemple la formación de rótulas.
- Las cargas de diseño que se contemplan en el ejemplo práctico de diseño incluyen: Las cargas permanentes, las cargas vivas, las cargas de viento y las cargas de sismo.
- El ejemplo práctico de diseño presenta el diseño de los principales componentes de la superestructura. No se incluye el diseño estructural de la subestructura, pues el diseño de esta contempla las mismas consideraciones en cualquier tipo de puente y no es particular de los puentes atirantados.

### 3. ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y CONFIGURACIONES TÍPICAS

#### 3.1. Los cables

##### 3.1.1. Características físicas

Como lo explica Chatterjee (2003) el elemento básico de los cables es el alambre de acero de 5 a 7 mm de diámetro con esfuerzos de fluencia y último del orden de 1200 y 1600 MPa, respectivamente. Estas altas resistencias se obtienen mediante el empleo de altos porcentajes de carbono en la composición química y un tratamiento térmico para obtener una óptima microestructura perlítica (Chatterjee, 2003).

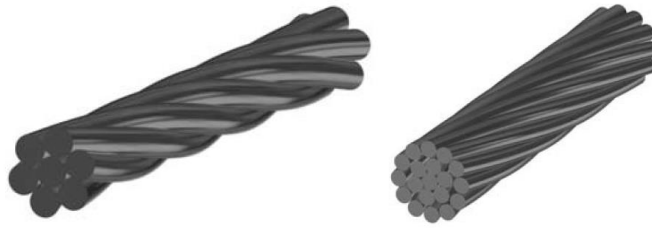
Los alambres (unidades básicas), se entrelazan entre sí formando cordones helicoidales (Strands). A su vez, los strands deben agruparse entre sí para formar los cables. El agrupamiento de los strands puede hacerse de forma helicoidal (formando sogas), o de forma paralela, siendo esta última la forma de agrupamiento de strands comercialmente más común.

La AASHTO especifica que los cables para puentes deberán cumplir con la ASTM A586 o la ASTM A603. La ASTM A586 corresponde a cordones (strands) formados por alambres helicoidales y paralelos con revestimiento metálico, mientras que la ASTM A603 corresponde a sogas de acero con revestimiento metálico.

##### Cordones (Strands) con alambres helicoidales

El arreglo en espiral más simple es el arreglo en espiral de 7 alambres, el cual está formado por un alambre central rodeado por seis alambres en una capa, pero también pueden entrelazarse más alambres en distintas capas como se muestra en la Figura 3.1.1-1. En este último caso, cada capa de alambres gira en sentido opuesto a la capa anterior, para balancear el efecto de torque (Chatterjee, 2003). Cuando el cable se tensiona los alambres se aplastan entre sí causando compresión lateral. Debido a esto, y debido a la inclinación de los alambres con respecto al eje del cable, la resistencia a la tracción se reduce en un 15 a 25% y la rigidez a la tracción en un 10 a 15%, con respecto a los alambres individuales (Chatterjee, 2003).





**Figura 3.1.1-1:** Arreglo en espiral de 7 alambres (izq.) y de varias capas (der.) (Chatterjee, 2003).

### Cordones (Strands) con alambres helicoidales con trabazón (Locked coil strands)

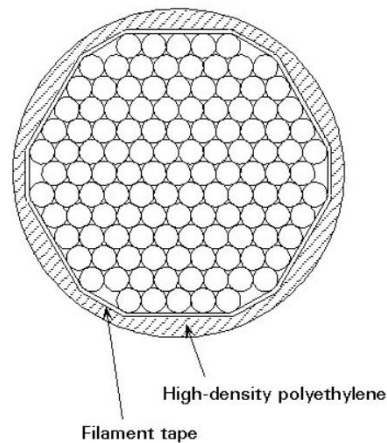
Son arreglos helicoidales de varias capas en los cuales los alambres tienen distintas secciones transversales (Figura 3.1.1-2), con el fin de que los alambres tengan superficies de contacto, en lugar de sólo puntos de contacto como en el caso de los cordones helicoidales con alambres circulares únicamente. Esto permite tener cables más compactos, con una densidad de alrededor del 90% de la densidad del material, a diferencia del 70% correspondiente a los cables con alambres circulares. Además, estos cables tienen una superficie más suavizada que los cordones con cables circulares, por lo cual la protección contra la corrosión es más efectiva (Chatterjee, 2003).



**Figura 3.1.1-2:** Cordón con alambres helicoidales con trabazón (<https://www.latchandbatchelor.co.uk/mining-ropes/locked-coil-winding-ropes/>).

### Cordones (Strands) con alambres paralelos

Estos cordones han sido desarrollados para eliminar la pérdida de rigidez y resistencia debido al trenzado en espiral de los alambres en los cordones helicoidales (Chatterjee, 2003).



**Figura 3.1.1-3:** Cordón con alambres paralelos (<http://fgg-web.fgg.uni-lj.si/~pmoze/ESDEP/master/wg15b/10800.htm>).

### Cables con strands paralelos

Consiste en un grupo de cordones helicoidales dispuestos de forma paralela dentro de un tubo, como se muestra en la Figura 3.1.1-4. Son los cables comercialmente más comunes para puentes atirantados.



**Figura 3.1.1-4:** Cable con cordones paralelos (<http://www.kb-vt.com/index.php?id=299>)

### Cables tipo sogá

En este tipo de arreglo, varios cordones helicoidales se entrelazan, también en forma de espiral, como se muestra en la Figura 3.1.1-5. El arreglo tipo sogá tiene una resistencia y rigidez menores que las de un arreglo con strands paralelos, y su superficie es más difícil de proteger contra la corrosión (Chatterjee, 2003).



Figura 3.1.1-5: Arreglo tipo soga (Chatterjee, 2003).

### 3.1.2. Protección contra la corrosión

Los cables de un puente atirantado tienen un diámetro relativamente pequeño y están sujetos a altas tensiones, por lo cual la protección contra la corrosión es esencial. Debido a las altas tensiones, el comienzo de la corrosión puede reducir el área de la sección transversal rápidamente, dejando al puente en condiciones peligrosas (Chatterjee, 2003).

La protección contra la corrosión de los cordones helicoidales generalmente consiste en el galvanizado de los alambres con capas de zinc con un peso de alrededor de 3 N/mm<sup>2</sup>, mientras que en el caso de los cordones con alambres paralelos el cable suele estar envuelto en una cinta de poliéster o polietileno y luego es encerrado dentro de un tubo protector de polietileno o de plástico reforzado con fibras (Chatterjee, 2003).

La AASHTO clasifica al recubrimiento metálico en las clases A, B y C. Como se aprecia en la Tabla 3.1.2-1 el peso del recubrimiento metálico (expresado en peso por unidad de área) de clase A es el más bajo y el de clase C es el más alto, por lo cual éste último será el más adecuado para un ambiente agresivo.

Nominal Diameter of Coated Wire		Weight of Metallic Coating, min					
		oz/ft <sup>2</sup> of Uncoated Wire Surface			g/m <sup>2</sup> of Uncoated Wire Surface		
in.	mm	Class A Coating (Z or ZA)	Class B Coating (Z only)	Class C Coating (Z only)	Class A Coating (Z or ZA)	Class B Coating (Z only)	Class C Coating (Z only)
0.040 to 0.061, incl	1.016 to 1.549, incl	0.40	0.80	1.20	122	244	366
0.062 to 0.079, incl	1.575 to 2.007, incl	0.50	1.00	1.50	153	305	458
0.080 to 0.092, incl	2.032 to 2.337, incl	0.60	1.20	1.80	183	366	549
0.093 to 0.103, incl	2.362 to 2.616, incl	0.70	1.40	2.10	214	427	641
0.104 to 0.119, incl	2.642 to 3.023, incl	0.80	1.60	2.40	244	488	732
0.120 to 0.142, incl	3.048 to 3.607, incl	0.85	1.70	2.55	259	519	778
0.143 to 0.187, incl	3.632 to 4.750, incl	0.90	1.80	2.70	275	549	824
0.188 and larger <sup>a</sup>	4.775 and larger <sup>a</sup>	1.00	2.00	3.00	305	610	915

Tabla 3.1.2-1: Pesos mínimos de recubrimiento de Zinc (ASTM A586, 2018)

### 3.1.3. Propiedades mecánicas

Las resistencias a la tracción de los strands que cumplen con la ASTM A586 se muestran en la Tabla 3.1.3-1. Estas resistencias dependen del tipo de recubrimiento y del grado del acero utilizado. Cuando el recubrimiento en todos los alambres es de clase A, puede utilizarse acero de grado 1 o 2. Cuando el recubrimiento de los alambres interiores es clase A pero el de los alambres exteriores es clase B o C, sólo puede utilizarse acero grado 1.

Las resistencias a la tracción de los cables que cumplen con la ASTM 603 se muestran en la Tabla 3.1.3-2. Las resistencias dependen del tipo de recubrimiento utilizado. En este caso existen 2 tablas: Una para cuando todos los alambres tienen la misma clase de recubrimiento (A, B o C), en cuyo caso se denominan sogas con recubrimiento metálico de una clase, y otra para cuando los alambres interiores son clase A y los exteriores son clase B o C, en cuyo caso se denominan sogas con recubrimiento metálico múltiple.

Para el caso de los strands con alambres helicoidales, es necesario realizar un pre-estiramiento de estos hasta llegar a un esfuerzo no mayor que el 55% de su resistencia a la tracción. Esto se debe a que en los strands con alambres helicoidales, las fuerzas en los alambres tienen una componente radial que tiende a comprimir al strand, al mismo tiempo que lo estira, generando deformaciones permanentes.

Al aplicar un pre-estiramiento a los strands ASTM A586, se deben considerar los siguientes módulos de elasticidad:

Diámetro nominal	E (Mpa)	
	Recubrimiento Clase A en todos los alambres	Recubrimiento Clase A en alambres interiores y Clase B o C en alambres exteriores
1/2" a 2-9/16"	165500	158600
2-5/8" a más	158600	151700

Al aplicar un pre-estiramiento a las sogas ASTM A603, se deben considerar los siguientes módulos de elasticidad:

Diámetro nominal	E (Mpa)	
	Recubrimiento Clase A en todos los alambres	Recubrimiento Clase A en alambres interiores y Clase B o C en alambres exteriores
3/8" a 4"	140000	133000

Nominal Diameter, mm	Approximate Minimum Breaking Strength in Kilonewtons				Approx Gross Metallic Area, mm <sup>2</sup>	Approx Weight, kg/m
	Grade 1			Grade 2		
	Class A Coating Throughout	Class A Coating Inner Wires, Class B Coating Outer Wires	Class A Coating Inner Wires, Class C Coating Outer Wires	Class A Coating Throughout		
12.7	133	129	126	153	97	0.77
14.3	169	164	160	194	120	0.98
15.9	214	207	203	246	150	1.2
17.5	258	250	245	297	180	1.5
19.1	302	294	287	348	220	1.8
20.6	356	345	338	409	260	2.1
22.2	409	397	389	471	300	2.4
23.8	480	466	456	552	340	2.8
25.4	543	527	515	624	390	3.1
27.0	614	595	583	706	440	3.5
28.6	684	673	659	798	490	4.0
30.2	765	742	727	880	550	4.4
31.8	854	837	820	979	610	4.9
33.3	943	925	907	1090	660	5.4
34.9	1030	1010	988	1180	730	5.9
36.5	1120	1090	1080	1290	800	6.5
38.1	1230	1200	1170	1410	870	7.0
39.7	1330	1310	1280	1540	950	7.6
41.3	1440	1410	1380	1660	1000	8.3
42.9	1570	1530	1500	1800	1100	8.9
44.5	1670	1640	1600	1920	1200	9.6
46.0	1800	1760	1730	2060	1300	10
47.6	1920	1890	1840	2210	1400	11
49.2	2050	2010	1970	2360	1500	12
50.8	2180	2140	2120	2510	1500	13
52.4	2320	2290	2250	2670	1600	13
54.0	2460	2430	2390	2840	1700	14
55.6	2610	2570	2530	3000	1900	15
57.2	2760	2710	2680	3180	2000	16
58.7	2910	2860	2820	3360	2100	17
60.3	3060	3020	2970	3520	2200	18
61.9	3200	3160	3100	3680	2300	19
63.5	3350	3290	3250	3840	2400	20
65.1	3490	3430	3380	4010	2500	21
66.7	3710	3660	3590	4270	2700	22
68.3	3840	3780	3730	4420	2800	23
69.9	4020	3960	3900	4630	2900	24
73.0	4390	4320	4260	5060	3200	26
76.2	4790	4720	4640	5510	3500	28
79.4	5200	5120	5040	5980	3800	31
82.6	5650	5480	5390	6400	4100	33
85.7	5990	5900	5810	6890	4400	36
88.9	6440	6350	6250	7410	4700	38
92.1	6830	6730	6630	7860	5100	41
95.3	7310	7210	7090	8410	5400	44
98.4	7810	7700	7580	8990	5800	47
102	8230	8100	7980	9430	6200	50

**Tabla 3.1.3-1:** Resistencias a la tracción de cordones (strands) formados por alambres helicoidales y paralelos con revestimiento metálico (ASTM A586, 2018)



TABLE 2 Properties of Single-Class Metallic-Coated Steel Structural Wire Rope (SI Units)					
Nominal Diameter, mm	Minimum Breaking Strength in Metric Tons			Approximate Gross Metallic Area, mm <sup>2</sup>	Approximate Weight/m, kg
	Class A Coating Throughout	Class B Coating Throughout	Class C Coating Throughout		
9.53	5.9	5.6	5.4	41.9	0.36
11.11	8.0	7.6	7.3	58.7	0.48
12.70	10.4	10.0	9.5	76.8	0.62
14.29	13.2	12.5	12.0	94.8	0.79
15.88	16.3	15.6	14.9	117.4	0.97
17.46	19.5	18.6	17.7	142.6	1.18
19.05	23.6	22.5	21.4	172.9	1.41
20.64	27.2	25.9	24.8	200.7	1.64
22.23	31.8	30.3	28.8	232.9	1.90
23.81	36.3	34.7	33.0	267.1	2.19
25.40	41.5	39.6	37.6	303.9	2.48
28.58	52.4	50.0	47.6	384.5	3.14
31.75	65.5	62.5	59.5	480.7	3.93
34.93	79.7	76.0	72.4	584.6	4.78
38.10	94.3	90.0	85.7	694.2	5.68
41.28	112.0	106.0	101.0	819.4	6.71
44.45	130.0	124.0	118.0	948.4	7.80
47.63	149.0	142.0	135.0	1090.4	8.97
50.80	169.0	161.0	153.0	1238.8	10.19
53.98	190.0	182.0	173.0	1400.1	11.50
57.15	213.0	203.0	194.0	1561.4	12.89
60.33	237.0	226.0	215.0	1735.6	14.30
63.50	261.0	249.0	238.0	1916.2	15.77
66.68	288.0	274.0	261.0	2109.8	17.29
69.85	315.0	300.0	286.0	2309.8	18.96
73.03	344.0	328.0	312.0	2522.7	20.68
76.20	374.0	356.0	340.0	2742.1	22.48
82.55	431.0	411.0	392.0	3251.8	26.78
88.90	504.0	480.0	458.0	3761.5	31.25
95.25	581.0	554.0	528.0	4303.5	35.71
101.60	662.0	632.0	602.0	4897.1	40.18

TABLE 4 Properties of Multi-Class Metallic-Coated Steel Structural Wire Rope (SI Units)					
Nominal Diameter, mm	Minimum Breaking Strength in Metric Tons			Approximate Gross Metallic Area, mm <sup>2</sup>	Approximate Weight/m, kg
	Class A Coating Throughout	Class B Coating Outer Wires Class A Coating Inner Wires	Class C Coating Outer Wires Class A Coating Inner Wire		
9.53	5.9	5.7	5.5	41.9	0.36
11.11	8.0	7.7	7.4	58.7	0.48
12.70	10.4	10.1	9.7	76.8	0.62
14.29	13.2	12.7	12.2	94.8	0.79
15.88	16.3	15.8	15.2	117.4	0.97
17.46	19.5	18.9	18.1	142.6	1.18
19.05	23.6	22.8	22.0	172.9	1.41
20.64	27.2	26.3	25.4	200.7	1.64
22.23	31.8	30.7	29.6	232.9	1.90
23.81	36.3	35.0	33.8	267.1	2.19
25.40	41.5	40.0	38.6	303.9	2.48
28.58	52.4	50.6	48.9	384.5	3.14
31.75	65.5	63.2	61.1	480.7	3.93
34.93	79.7	76.9	74.2	584.6	4.78
38.10	94.3	91.2	87.9	694.2	5.68
41.28	112.0	109.0	106.0	819.4	6.71
44.45	130.0	127.0	124.0	948.4	7.80
47.63	149.0	145.0	142.0	1090.4	8.97
50.80	169.0	165.0	161.0	1238.8	10.19
53.98	190.0	186.0	182.0	1400.1	11.50
57.15	213.0	208.0	203.0	1561.4	12.89
60.33	237.0	231.0	226.0	1735.6	14.30
63.50	261.0	255.0	249.0	1916.2	15.77
66.68	288.0	281.0	274.0	2109.8	17.29
69.85	315.0	308.0	300.0	2309.8	18.96
73.03	344.0	338.0	331.0	2522.7	20.68
76.20	374.0	367.0	360.0	2742.1	22.48
82.55	431.0	423.0	415.0	3251.8	26.78
88.90	504.0	494.0	485.0	3761.5	31.25
92.25	581.0	570.0	559.0	4303.5	35.71
101.60	662.0	650.0	638.0	4897.1	40.18

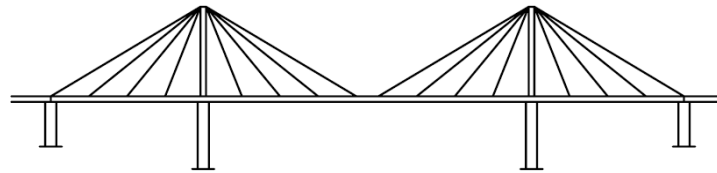
Tabla 3.1.3-2: Resistencias a la tracción de sogas de alambre de acero con revestimiento metálico (ASTM A603, 2019)

### 3.1.4. Arreglos típicos de cables

#### *Sistema de abanico*

El sistema de abanico es un sistema en el que todos los tirantes concurren en un mismo punto en la torre (Fig. 3.1.4-1). Es el sistema más eficiente, pues todos los cables logran la máxima

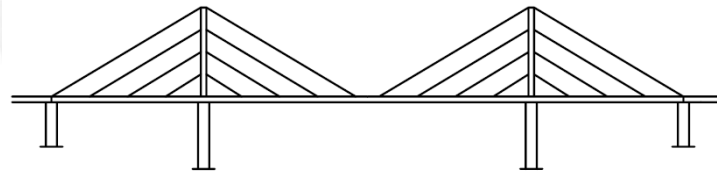
inclinación posible con respecto a la horizontal y consecuentemente se necesita la menor cantidad de acero posible (Troitsky, 1988). Éste es el sistema en el que las fuerzas en los cables tienen la mayor componente vertical y la menor componente horizontal, por lo tanto es el sistema que le transmite la menor carga axial al tablero. Sin embargo, al concurrir todos los cables en un mismo punto en la torre, el detallado de los anclajes puede ser muy complejo o imposible (Troitsky, 1988).



**Figura 3.1.4-1:** Esquema del sistema de abanico (Chatterjee, 2003).

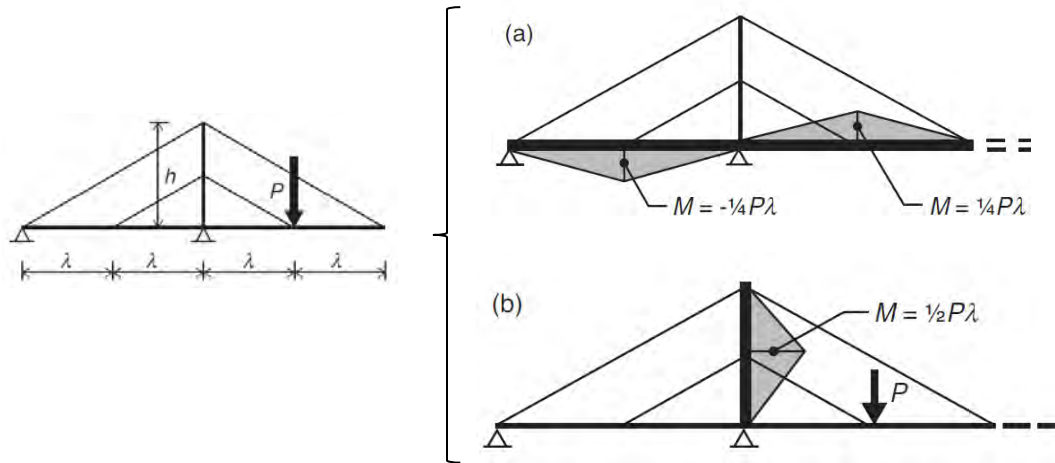
### Sistema de arpa o paralelo

En este sistema, los cables están dispuestos de forma paralela y cada uno está anclado a una altura distinta de la torre (Fig. 3.1.4-2). La cantidad de acero requerida en este arreglo es ligeramente mayor que la requerida en un arreglo de abanico y requiere de una torre de mayor altura, sin embargo el arreglo tipo arpa puede ser preferido por temas estéticos (Troitsky, 1988).



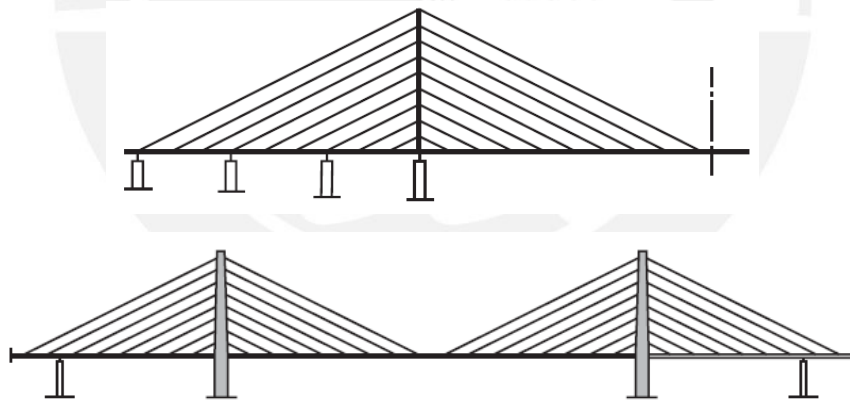
**Figura 3.1.4-2:** Esquema del sistema paralelo (Chatterjee, 2003).

En los sistemas de cables de tipo arpa, cuando las cargas vivas son mayores en los tramos centrales y menores en los laterales, se inducen flexiones importantes en la viga de rigidez y en las torres. Para esquematizar esto, Gimsing y Georgakis, (2012) presentan un ejemplo de arreglo en arpa con soportes en la torre y en el extremo izquierdo, y libre en el extremo derecho, como se muestra en la Figura 3.1.4-3. Se le aplica una carga  $P$  actuando en el cable inferior del paño derecho. Si se tiene un sistema con una viga rígida y una torre flexible, la viga tomará la mayor parte de los momentos flectores, mientras que si se tiene un sistema con una torre rígida y una viga flexible, será la torre quien tome los mayores momentos. En un diseño tipo arpa convencional se tendrá un caso intermedio con momentos flectores en la torre y en la viga (Gimsing y Georgakis, 2012).



**Figura 3.1.4-3:** Flexión en la viga de rigidez y en la torre, en arreglos tipo arpa. (Tomado de: Gimsing y Georgakis, 2012)

Como lo explican Gimsing y Georgakis (2012) en los puentes atirantados modernos los tableros suelen ser muy esbeltos, por lo cual para mejorar la estabilidad del sistema, la rigidez de las vigas de los tramos laterales suele aumentarse disminuyendo su longitud mediante apoyos intermedios, ó se pueden utilizar torres muy robustas, como se muestra en la Figura 3.1.4-4.



**Figura 3.1.4-4:** Puentes tipo arpa con apoyos intermedios en los tramos extremos (arriba) y con torres robustas (abajo). (Tomado de: Gimsing y Georgakis, 2012)

### Sistema de semi-abanico

Este sistema, cuyo esquema se muestra en la Figura 3.1.4-5, es una modificación del sistema de abanico, en donde los puntos de anclaje de los cables en la torre están esparcidos en una cierta altura, para dar espacio a los anclajes individuales de cada cable (Gimsing y Georgakis, 2012). En los casos más comunes en donde la zona de anclaje en la torre está extendida en



una distancia relativamente corta, el comportamiento de éste sistema se asemeja mucho al del sistema de abanico (Gimsing y Georgakis, 2012).

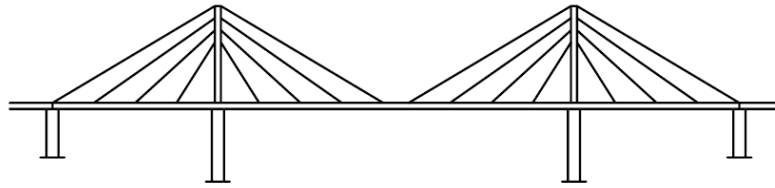


Figura 3.1.4-5: Esquema del sistema de abanico modificado (Chatterjee, 2003).

### 3.1.5. Posiciones espaciales de los cables

Troitsky (1988) resume de forma simplificada las 3 posiciones espaciales típicas de los cables: Dos planos verticales (Figura 3.1.5-1), dos planos inclinados (Figura 3.1.5-2), y un plano vertical, que puede estar centrado o no con respecto al tablero (Figura 3.1.5-4).

#### Dos planos verticales

Troitsky (1988) presenta dos alternativas para este sistema: Los anclajes de los cables pueden estar situados fuera del tablero (En cuyo caso se anclan en vigas transversales que sobresalen del tablero), o dentro de las vigas de rigidez longitudinales. Troitsky menciona que la primera alternativa tiene la ventaja de que ninguna parte del área del tablero se ve obstruida por la presencia de los cables, sin embargo también menciona que su desventajas radica en el hecho de que, al existir una distancia transversal entre las vigas longitudinales y los puntos de anclaje, se requiere de elementos en volado robustos para la transferencia de cargas. Por otro lado, con la segunda alternativa (anclajes dentro de las vigas de rigidez longitudinales) las vigas transversales pueden ser más ligeras, pero se tiene la desventaja de que el área que ocupan los cables dentro del tablero no puede ser utilizada como vía, y por lo tanto debe considerarse un ancho mayor del tablero para compensar el área no efectiva (Troitsky, 1988).

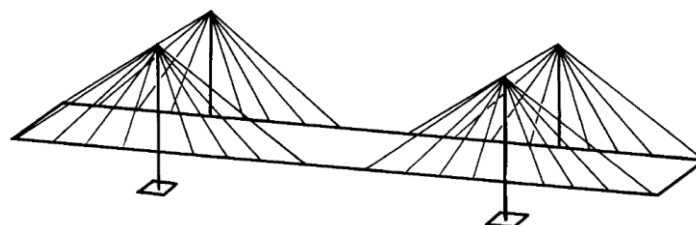
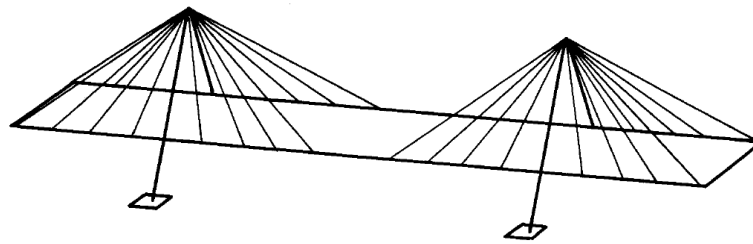


Figura 3.1.5-1: Arreglo espacial de cables con 2 planos verticales (Troitsky, 1988)

### Dos planos inclinados

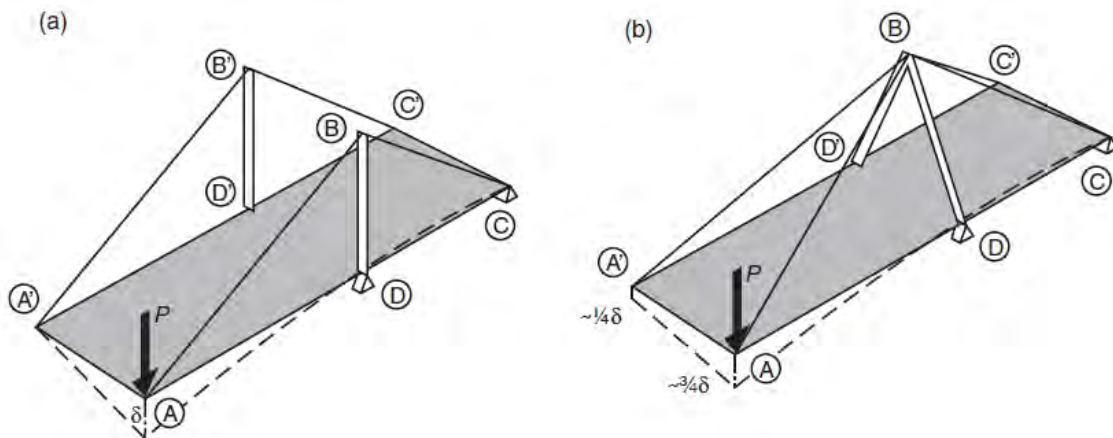
En este sistema, los cables van de los bordes del tablero a un punto de la línea central del puente en una torre con forma de A (Figura 3.1.5-2). Este tipo de arreglo se puede recomendar para paños de luces relativamente largas en donde la torre en forma A tiene que ser alta y necesita de una mayor rigidez lateral, proporcionada por la componente horizontal de la carga axial en las columnas y por la componente horizontal de las fuerzas en los cables, que forman un triángulo (Troitsky, 1988).



**Figura 3.1.5-2:** Arreglo espacial de cables con 2 planos inclinados (Troitsky, 1988)

Por otro lado, este tipo de arreglo espacial proporciona una mayor rigidez torsional al tablero, por lo cual es recomendado para tableros de rigidez torsional baja (Tableros con dos vigas de rigidez longitudinales independientes). Al mejorar la rigidez torsional, mejorará el comportamiento del tablero ante cargas vehiculares excéntricas, y mejorará también la estabilidad aerodinámica al aumentar la frecuencia de vibración torsional y mantenerla por encima del doble de la frecuencia de vibración flexional, como se explica en el capítulo 5.

Para explicar por qué se mejora la rigidez torsional, Gimsing y Georgakis (2012) presentan de forma esquemática una comparación entre el comportamiento de un tablero como dos planos de cables paralelos y dos planos de cables inclinado que convergen en un plano en la torre (Figura 3.1.5-3), asumiendo que el tablero tiene rigidez torsional despreciable. En el caso (a), la carga  $P$  excéntrica genera deflexiones únicamente en uno de los planos de cables, desplazando al punto  $B$  horizontalmente y al punto  $A$  verticalmente. Por otro lado, en el caso (b) cuando se aplica la carga excéntrica  $P$ , ambos planos de cables se ven involucrados. Por un lado, el punto  $B$  tiene una mayor rigidez longitudinal porque está restringido por dos planos de cables en lugar de sólo uno, y por otro lado la deflexión vertical se reparte entre los puntos  $A$  y  $A'$ , ya que ambos descienden cuando el punto  $B$  se desplaza longitudinalmente.

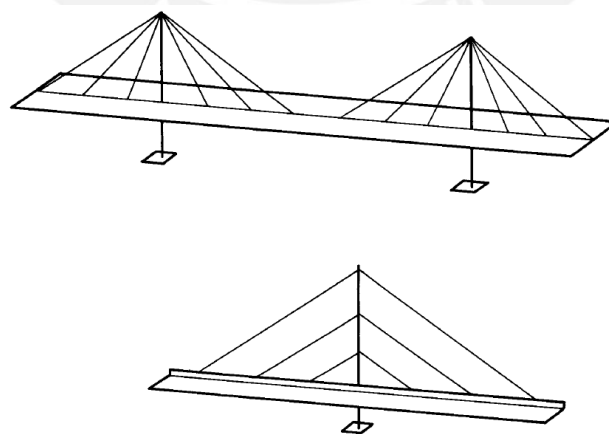


**Figura 3.1.5-3:** Comparación entre el comportamiento de un tablero como dos planos de cables paralelos y dos planos de cables inclinado que convergen en un plano en la torre (Tomado de: Gimsing y Georgakis, 2012)

Un plano vertical

Cuando se tiene un plano vertical (centrado o no centrado), la viga de rigidez debe ser torsionalmente fuerte y debe tener apoyos en la torre para que pueda tomar momentos torsores (Chatterjee, 2003), por lo que generalmente se requiere el uso de una sección tipo cajón con la suficiente rigidez torsional para que las deformaciones de la sección transversal, debidas a la carga viva excéntrica, sean bajas (Troitsky, 1988).

La ventaja de este sistema radica en que el plano de los cables puede usarse para separar dos carriles de tráfico (en sentidos opuestos) sin invadir parte de los carriles ni de la vereda peatonal (Troitsky, 1988), y además es una opción atractiva por temas estéticos.



**Figura 3.1.5-4:** Arreglo espacial de cables con 1 planos vertical centrado (arriba) y no centrado (abajo) (Troitsky, 1988)

### 3.1.6. Diseño estructural

#### Cargas en servicio

La Guía de diseño de puentes atirantados de la ASCE recomienda que para cargas en servicio, incluyendo la carga muerta, la carga viva, y el incremento dinámico de la carga viva, los esfuerzos en los cables no superen el 45% de su resistencia a la rotura.

#### Cargas factoradas (Resistencia a la rotura)

Siguiendo la filosofía de diseño de la AASHTO:

$$\sum n_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

(Ec. 1.3.2.1-1 de las especificaciones de la AASHTO)

Donde:

$\gamma_i$  = Factor de carga, depende de la combinación de cargas del estado límite evaluado.

$Q_i$  = Solicitación

$R_n$  = Resistencia a la tracción del cable

Los valores recomendados por el Post-Tensioning Institute (PTI) son:

- $n_i = 1.0$
- Para combinaciones de Resistencia:  $\phi = 0.65$
- Para combinaciones de Evento Extremo:  $\phi = 0.95$

#### Estado límite de Fatiga

Siguiendo la filosofía de diseño de la AASHTO:

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_n$$

(Ec. 6.6.1.2.2-1 de las especificaciones de la AASHTO)

Donde:

$\gamma$  = Factor de carga, para las combinaciones de carga de Fatiga.

$\Delta f$  = Rango de esfuerzo debido al pasaje de la carga de fatiga vehicular. La carga de fatiga vehicular consta únicamente del camión de diseño HL-93 con los ejes delanteros separados 4.30 m y los ejes traseros separados 9.00 m. Adicionalmente, la PTI recomienda que la carga

de fatiga vehicular se multiplique por un factor de 1.4. Esto se debe a que las provisiones de la AASHTO para cargas en fatiga han sido desarrolladas para puentes de tramos cortos, por lo tanto para tomar en cuenta el incremento de las sollicitaciones en fatiga para puentes largos la PTI recomienda amplificar estas cargas por el factor de 1.4 mencionado.

$(\Delta F)_n$  = Resistencia nominal a la fatiga

La resistencia a la fatiga se verifica a partir de la amplitud constante de esfuerzo: Al estar el elemento sujeto a ciclos de variaciones de esfuerzo, existirá un rango de esfuerzos entre los picos mínimo y máximo. La amplitud de esfuerzo es la diferencia entre el pico máximo y el valor promedio del rango de esfuerzos. Un ejemplo ilustrativo del esfuerzo de amplitud constante se muestra en la Figura 3.1.6-1. Se trata de una carga con una variación sinusoidal en el tiempo: El valor promedio de la carga es de 300 ton, y la amplitud constante de la carga es de 100 ton.



Figura 3.1.6-1: Ejemplo de carga sinusoidal de amplitud constante

La amplitud constante de esfuerzo límite de fatiga,  $(\Delta F)_{TH}$ , se muestra en la Tabla 3.1.6-1. Amplitudes de esfuerzo por debajo de este límite no generarán falla por fatiga, mientras que amplitudes de esfuerzo por encima de este límite conllevarán a la formación de grietas con una tasa de crecimiento que ocasionarán la falla del elemento. Los valores de la Tabla 3.1.6-1 fueron tomados de las Recomendaciones Para el Diseño, Ensayo e Instalación de Cables Atirantados, publicado por la PTI (Post-Tensioning Institute).

Tipo de cable	$A \times 10^{11}$ ( $MPa^3$ )	$(\Delta F)_{TH}$ ( $MPa$ )
Cordones paralelos	39.3	110
Alambres paralelos	74.3	145

Tabla 3.1.6-1: Constantes de fatiga para cables tirantes (PTI, 2008)

- Diseño del cable para vida infinita

Para diseñar los cables para vida infinita ante la fatiga, se considera la combinación de cargas de Fatiga I, en la cual se considera únicamente la carga vehicular con un factor de carga de 1.75, el valor de la resistencia a la fatiga,  $(\Delta F)_n$ , es igual a la amplitud constante de esfuerzo límite:

$$\gamma = 1.75$$

$$(\Delta F)_n = (\Delta F)_{TH} \quad \dots (Ec. 5.4.3.1)$$

Al considerar que ante un volumen de tráfico muy alto (amplificado por 1.75) el rango máximo de esfuerzo experimentado por el elemento es menor que la amplitud de esfuerzo límite de fatiga, se está proveyendo al elemento de una vida ante la fatiga teóricamente infinita (AASHTO, 2017).

- Diseño del cable para vida finita

Si la amplitud de esfuerzos es muy grande como para proveer al cable de una vida infinita a la fatiga ( $\gamma(\Delta f)_n > (\Delta F)_{TH}$ ), puede calcularse también una resistencia a la fatiga en función del número de ciclos, considerando una vida finita a la fatiga. En este caso, se considera la combinación de cargas de Fatiga II, en la cual se considera únicamente la carga vehicular con un factor de carga de 0.8:

$$\gamma = 0.8$$

La resistencia a la fatiga en función del número de ciclos es inversamente proporcional al cubo del rango de esfuerzos. Por ejemplo, si el rango de esfuerzos se reduce entre un factor de 2, la resistencia a la fatiga se incrementa por un factor de  $2^3$  (AASHTO, 2017). La ecuación para determinar la resistencia a la fatiga en función del número de ciclos, presentada por la AASHTO y el PTI, es:

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{A}{N}\right)^{\frac{1}{3}} \quad \dots (Ec. 5.4.3.2)$$

En la cual:

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

Donde:

$A$  = Constante tomada de la Tabla 3.1.6-1.

$N_y$  = Número de años de vida de diseño. El PTI y la AASHTO recomiendan un valor de 75 años, sin embargo puede considerarse un valor mayor.

$n$  = Número de ciclos del rango de esfuerzo por cada pasada de camión. El PTI indica un valor de 1 para los cables.

$(ADTT)_{SL}$  = Número de camiones diario promedio para un carril. Debe tomarse como:

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

Donde:

$ADTT$  = Número de camiones diario promedio en una dirección.

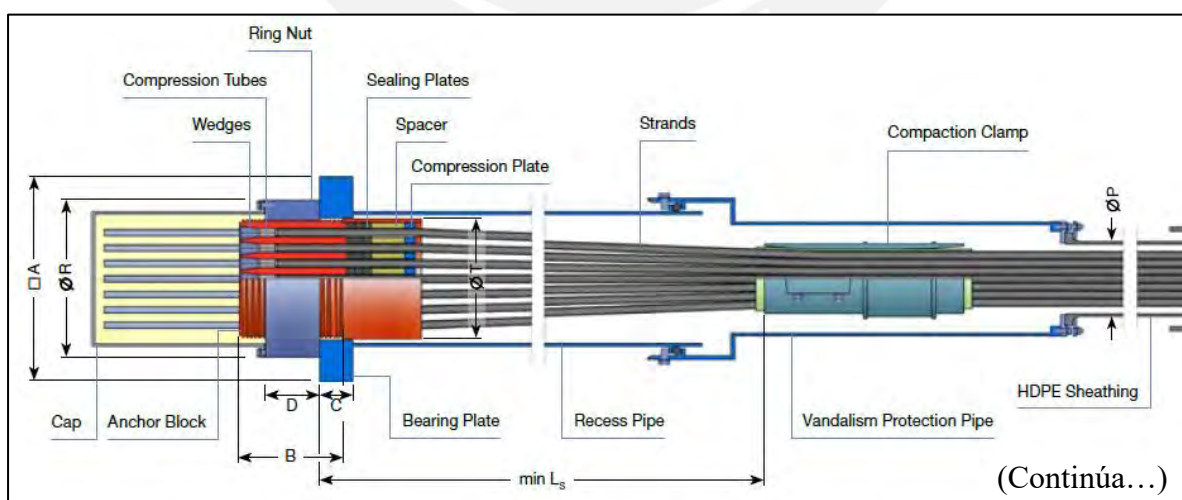
$p$  = Fracción de tráfico en un carril, valor tomado de la Tabla 3.1.6-2.

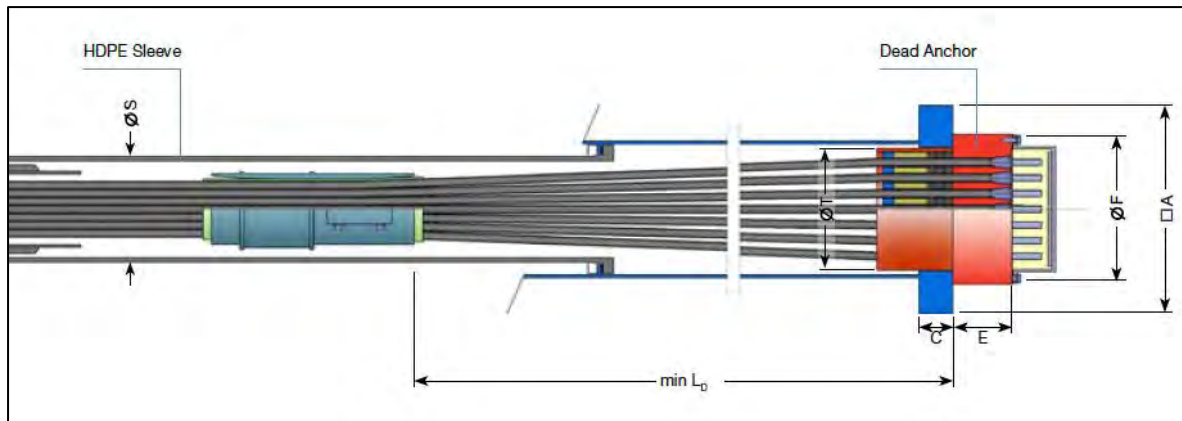
Número de carriles por donde pueden pasar camiones	$p$
1	1.00
2	0.85
3 a más	0.80

Tabla 3.1.6-2: Fracción de tráfico del camión en un carril,  $p$ .

### 3.1.7. Anclajes

Los cables comerciales más utilizados son los cables con strands paralelos, los cuales se ubican dentro de un tubo de polietileno de alta densidad y en sus extremos tienen cabezales cilíndricos con planchas de apoyo que generan aplastamiento sobre la superficie en la cual se anclan. La Figura 3.1.7-1 muestra el cabezal cilíndrico de la marca DSI: La imagen superior muestra el extremo ajustable en el cual el cable se tensa, y la imagen inferior muestra el extremo fijo.



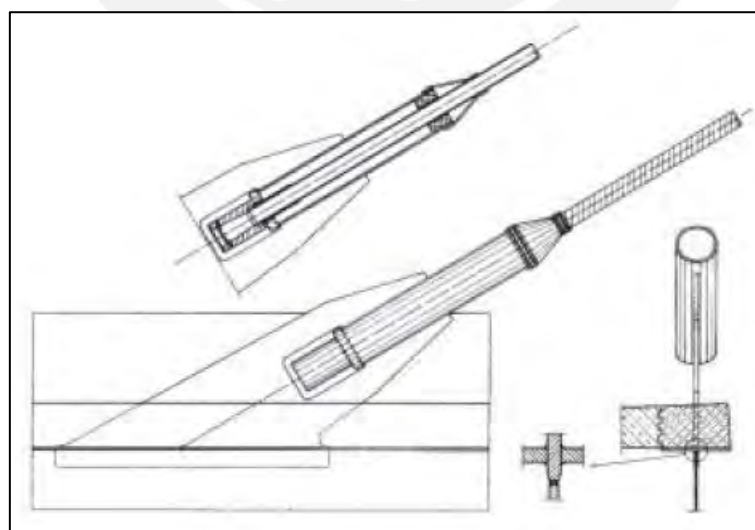


**Figura 3.1.7-1:** Extremo cilíndrico de cables, marca DSI (DSI, 2016).

Svensson (2012), presenta algunas configuraciones típicas de anclajes en vigas y torres, las cuales se muestran a continuación.

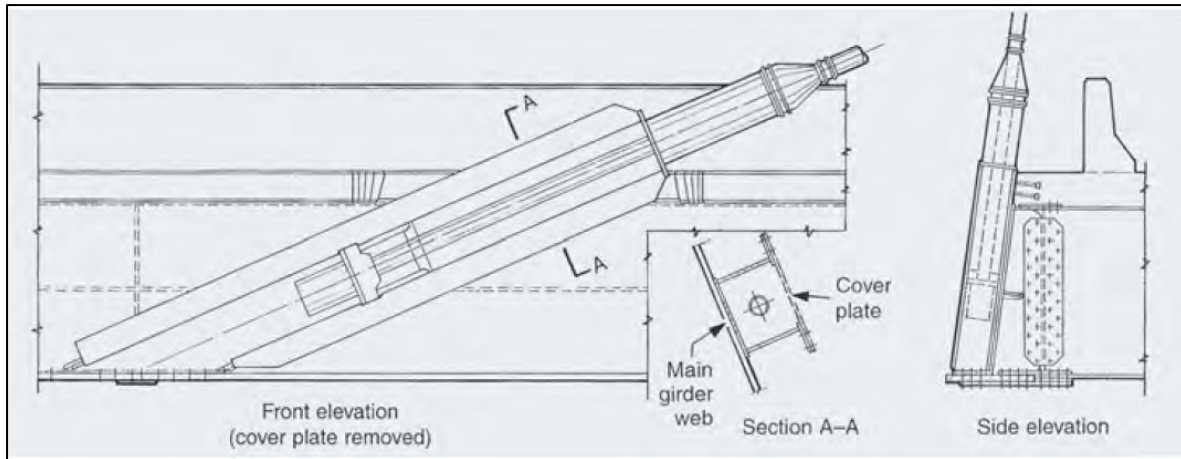
### En vigas de acero

La Figura 3.4-1, tomada de Svensson (2012), muestra un anclaje en el cual el alma de la viga ha sido extendida mediante una placa, la cual ha sido unida mediante soldadura de penetración a través de una abertura en el ala superior. De esta forma, la tensión del cable es transferida directamente al alma de la viga. Otra configuración típica se presenta en la Figura 3.4-2, tomada de Svensson (2012), la cual pertenece al puente Baytown. En este caso, el cable se ancla al lado del alma de la sección, por lo cual debe transmitir las fuerzas al alma de la sección mediante atiesadores paralelos al cable soldados en toda la altura de la viga.



**Figura 3.4-1:** Anclaje con conexión directa al alma de la viga de acero (Svensson, 2012).





**Figura 3.4-2:** Anclaje con conexión lateral a la viga de acero, puente Baytown (Svensson, 2012).

### **En torres de concreto**

#### *a) Cables individuales anclados en el concreto*

La Figura 3.4-3, tomada de Svensson (2012), presenta 2 tipos de anclaje en torres de concreto: (a) Con los cables traslapados, en una sección de concreto macizo, y (b) Con los cables anclados en las paredes de una sección cajón de concreto. Como explica Svensson, el caso (a) resulta más sencillo porque el concreto estará sujeto a compresión. En el caso (b), las fuerzas de tensión generadas en el concreto deben ser tomadas por tendones internos pretensados (Svensson, 2012), como se muestra en la Figura 3.4-3.

La Figura 3.4-4, tomada de Svensson (2012), muestra los anclajes en la torre del puente Baytown, los cuales corresponden al caso (b) previamente mencionado (Anclajes en sección cajón de concreto). En la figura pueden observarse los tendones en lazo (Loop tendons) que envuelven a la sección de concreto y toman las tensiones generadas por los cables.

Si se utilizan tendones en lazo para tomar las tensiones generadas en la sección cajón, la introducción de las fuerzas a los tendones se explica mediante un modelo de puntal y tirante (Svensson, 2012). Este modelo se presenta en la Figura 3.4-5: (a) La mitad de la tensión del cable se transmite a través de puntales a los anclajes de los tendones, y (b) La otra mitad de la tensión del cable genera fuerzas radiales en el gancho del tendón.

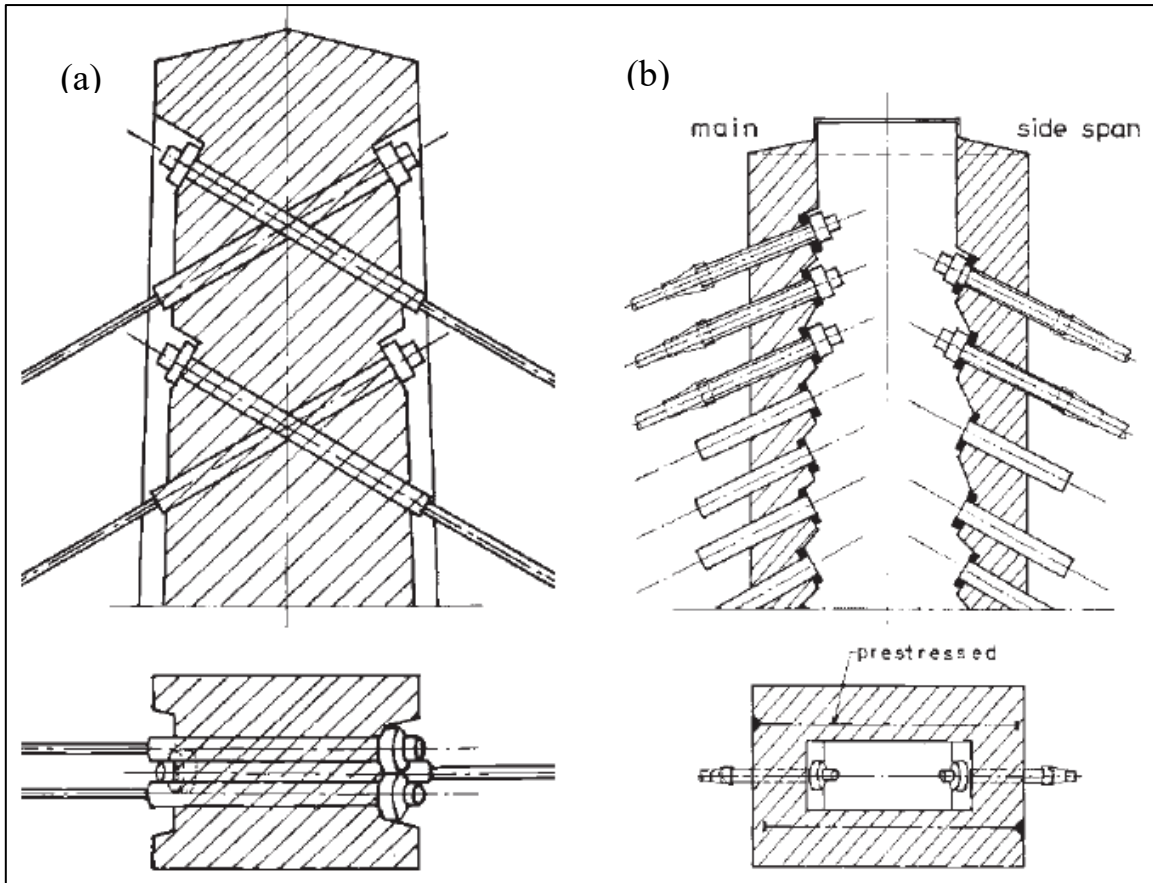


Figura 3.4-3: (a) Anclaje con cables traslapados y (b) Anclaje en sección cajón (Svensson, 2012).

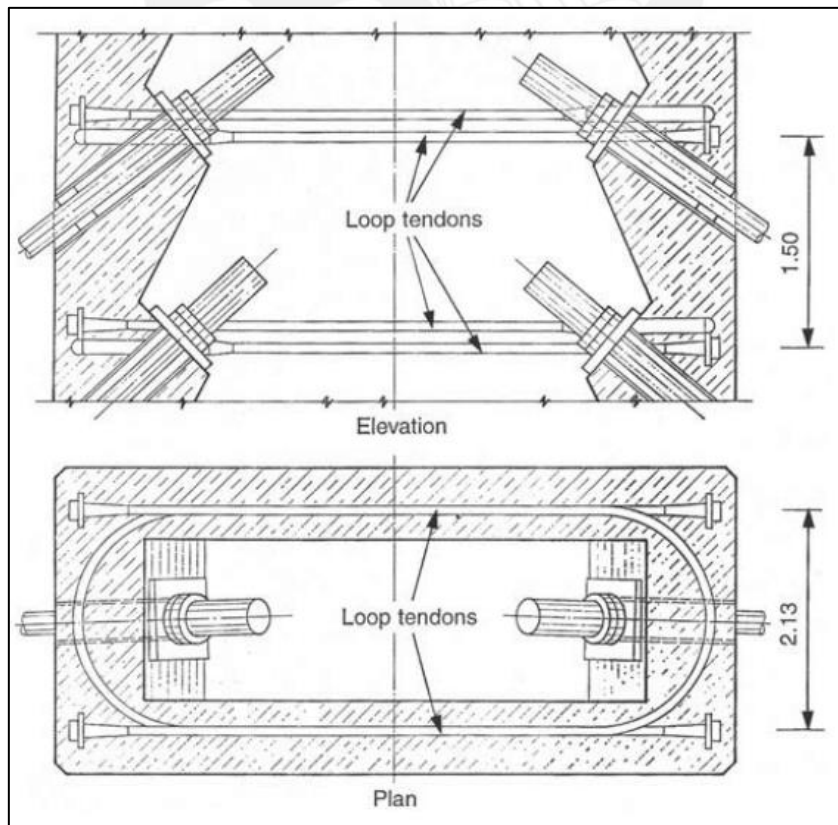
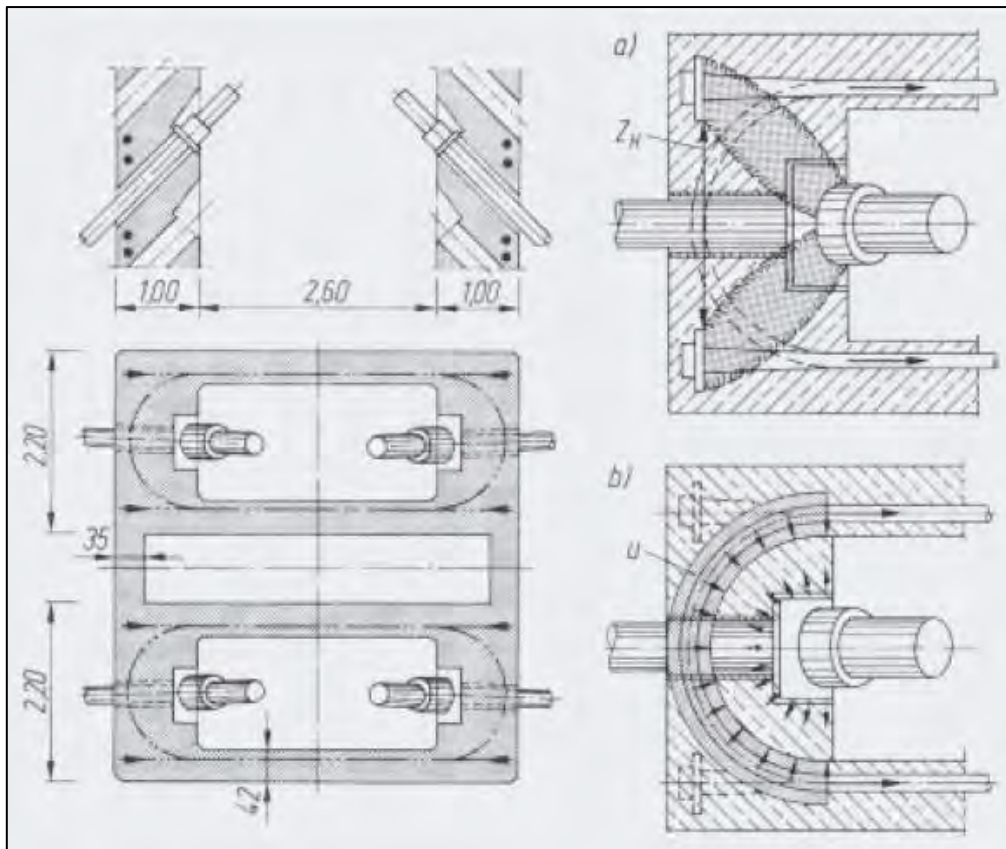


Figura 3.4-4: Anclajes en la torre del puente Baytown (Svensson, 2012).



**Figura 3.4-5:** Introducción de las fuerzas a los tendones en lazo (Svensson, 2012).

*b) Cables continuos anclados mediante ensilladuras (Saddles)*

Las Figuras 3.4-6 y 3.4-7, tomadas de los catálogos de Freyssinet y DSI respectivamente, muestran esquemas básicos de los cables continuos anclados mediante ensilladuras. La ensilladura es una sección tubular curva de acero que atraviesa las columnas de la torre. Los strands del cable ingresan individualmente por uno de los extremos de la ensilladura y salen por el otro. Dentro de la ensilladura, cada strand pasa a través de tubos individuales con guías para que tengan la misma curvatura que la ensilladura, y finalmente todos los espacios vacíos dentro de la ensilladura son rellenos con grout. Como lo explica Svensson (2012), el uso de cables continuos con ensilladuras tiene la ventaja de requerir de menos espacio que los cables anclados individualmente, y por lo tanto es útil en torres esbeltas.

La ensilladura debe estar diseñada para transmitir a las columnas los diferenciales de fuerza entre los cables a ambos lados de la torre. La transmisión de esfuerzos entre la ensilladura y el concreto se logra mediante conectores de corte dispuestos en las paredes externas de la ensilladura. La transmisión de esfuerzos entre los strands y la ensilladura se logra mediante la fricción generada con el uso del grout. En la Figura 3.4-7 pueden observarse internamente los

tubos individuales para el paso de los strands con sus respectivas guías, y el uso de conectores de corte externos para la transmisión de fuerzas al concreto.

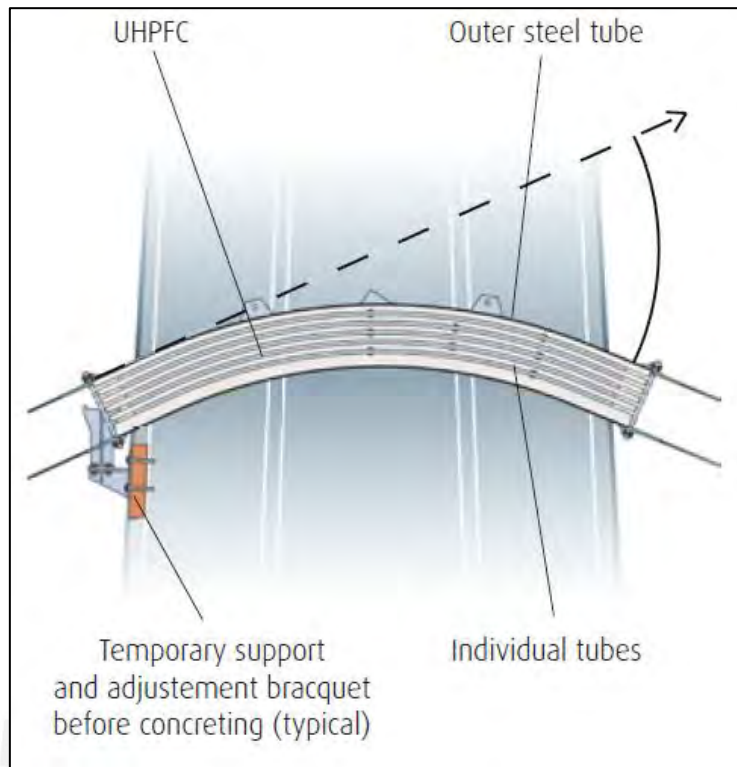


Figura 3.4-6: Esquema básico de las ensilladuras marca Freyssinet (Freyssinet, 2016).

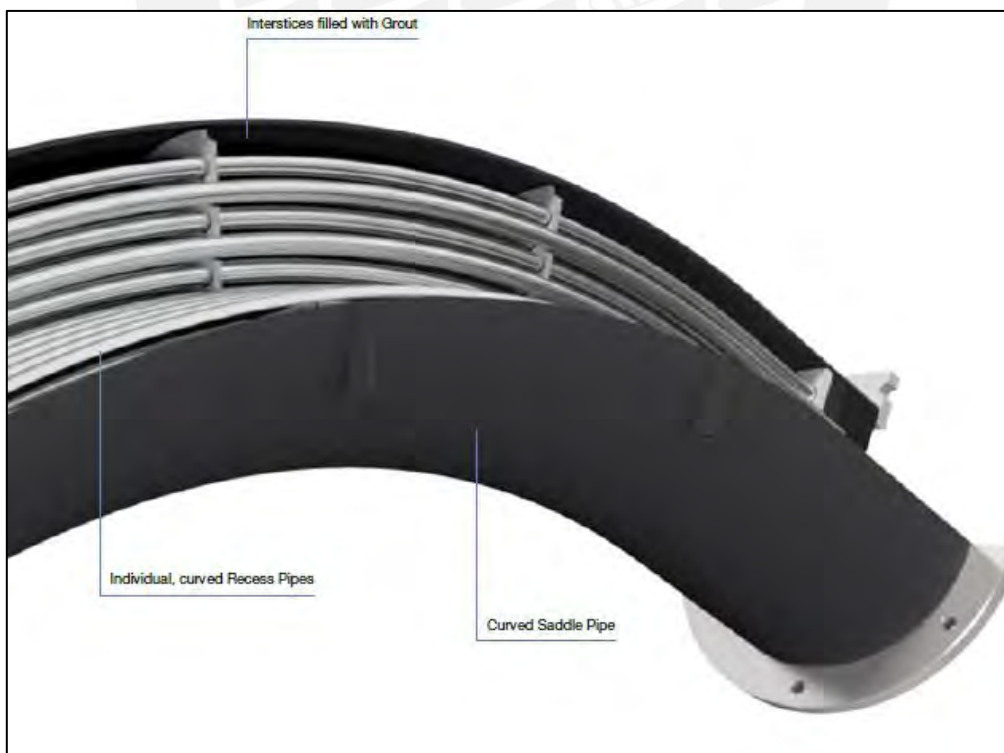


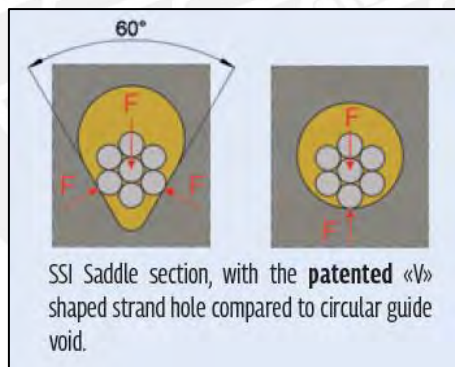
Figura 3.4-7: Ensilladuras marca DSI (DSI, 2016).





**Figura 3.4-8:** Fabricación de ensilladuras marca DSI (DSI, 2016).

Las distintas marcas tienen distintos métodos patentados para mejorar la fricción interna que permite la transmisión de fuerzas de los strands a la ensilladura. Así, por ejemplo, la marca VSL rellena la ensilladura con un concreto de ultra-alto rendimiento (UHPC) y los tubos internos que sirven como guía de los strands tienen una forma de “V” que permite aumentar las fuerzas de fricción, como se muestra en la Figura 3.4-9, tomada del catálogo de VSL. Otro ejemplo ilustrativo, patentado por la marca Freyssinet, consiste en el uso de concreto de ultra-alto rendimiento reforzado con fibras (UHPC) y strands forrados con polietileno de alta densidad para aumentar las fuerzas de fricción (Figura 3.4-10)



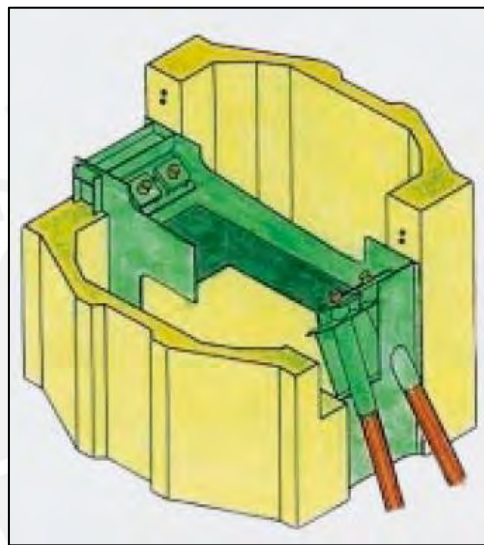
**Figura 3.4-9:** Guías internas para strands en forma de “V”, sistema patentado de VSL. (VSL, 2018).



**Figura 3.4-10:** Strand forrado con polietileno de alta densidad de la marca Freyssinet. (Freyssinet, 2016).

*c) Anclaje compuesto mediante cajuelas metálicas*

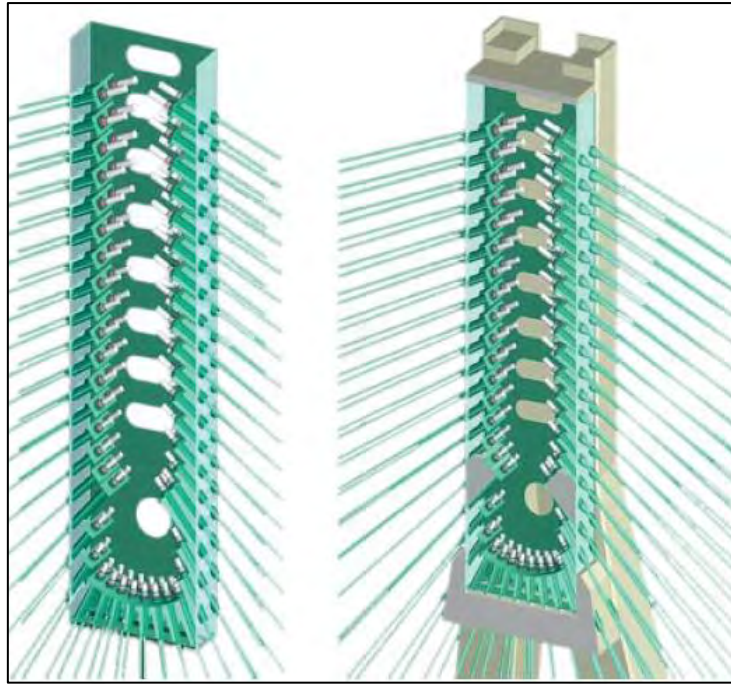
Con este método cada cable en cada extremo de la torre es anclado individualmente, a diferencia del sistema con ensilladura en el cual el cable se ancla de forma continua. El sistema consta de una cajuela metálica que se instala dentro del concreto, de forma que las tensiones generadas por los diferenciales de fuerza entre los cables a cada lado de la torre son tomadas por la estructura de acero (Svensson, 2012). Las Figuras 3.4-11 y 3.4-12, tomadas de Svensson, muestran el anclaje del Puente de Normandía. Otro ejemplo presentado por Svensson es el caso del Puente de Río-Antirio, cuyo anclaje a la torre se muestra en la Figura 3.4-13.



**Figura 3.4-11:** Anclaje compuesto con cajuela metálica, Puente de Normandía (Svensson, 2012)



**Figura 3.4-12:** Construcción del anclaje compuesto con cajuela metálica, Puente de Normandía (Svensson, 2012)



**Figura 3.4-13:** Anclaje compuesto con cajuela metálica, Puente de Río-Antirio (Svensson, 2012)

Otro ejemplo de interés es el sistema de cajuela metálica patentado por la marca DSI, el cual se muestra en la Figura 3.4-14. Se trata de una cajuela con una forma similar a la de una ensilladura, pero los strands no la atraviesan sino que los cabezales cilíndricos de los cables se anclan a los extremos de la cajuela. La cajuela metálica cuenta con pernos de corte para transmitir las fuerzas de los cables al concreto. Una variante de este sistema, también de la marca DSI, es la cajuela mostrada en la Figura 3.4-16, la cual permite el acceso de operarios para efectuar el tensado de los cables u operaciones de mantenimiento.

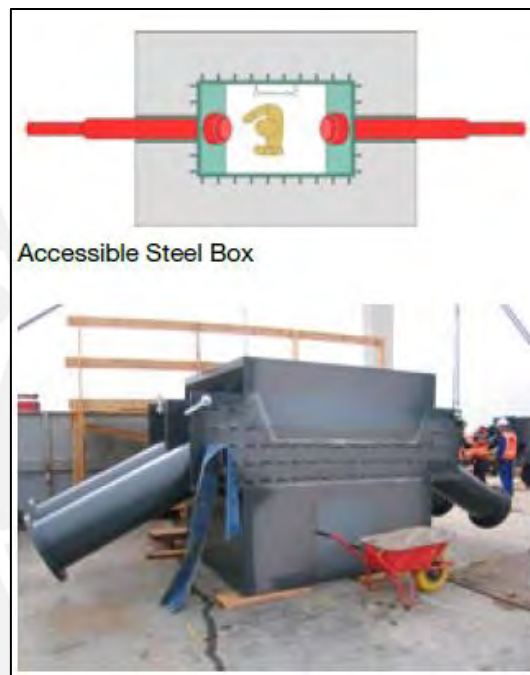


**Figura 3.4-14:** Anclaje con cajuela metálica de la marca DSI (DSI, 2016)





**Figura 3.4-15:** Erección de anclaje con cajuela metálica de la marca DSI (DSI, 2016)

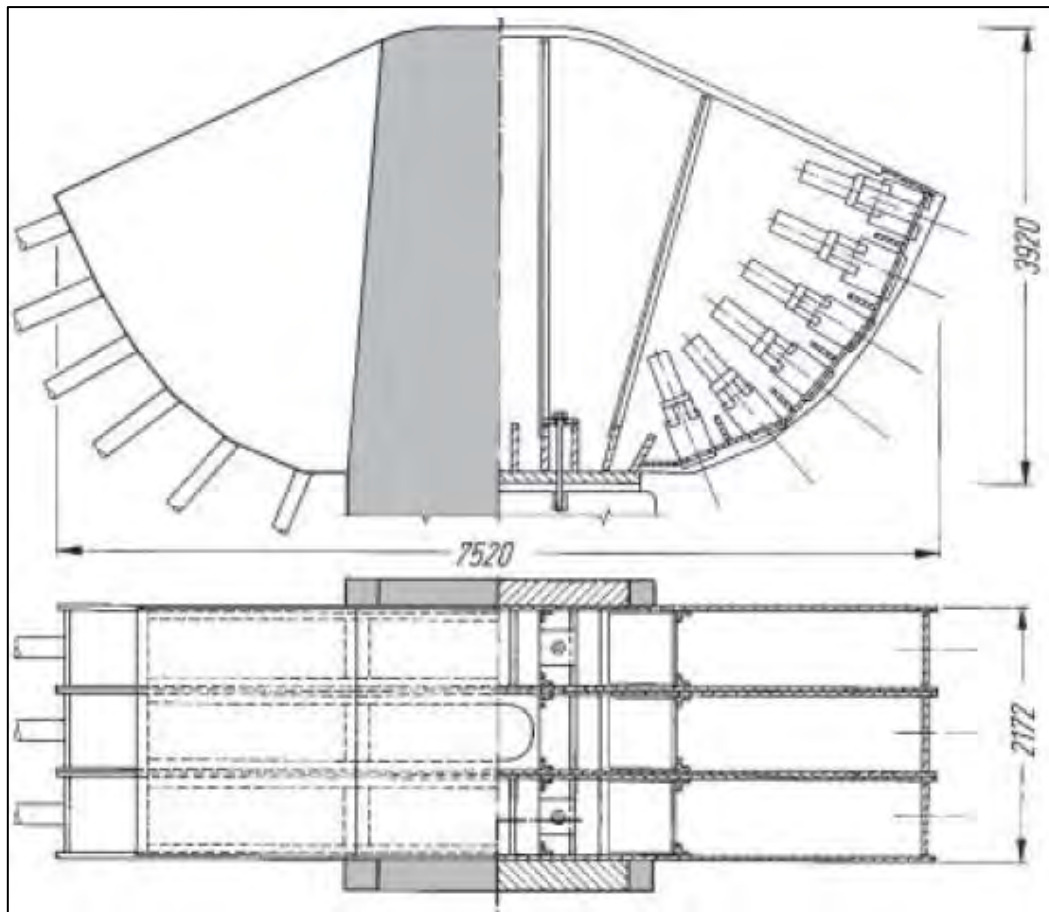


**Figura 3.4-16:** Cajuela metálica con acceso a operarios de la marca DSI (DSI, 2016)

### **En torres de acero**

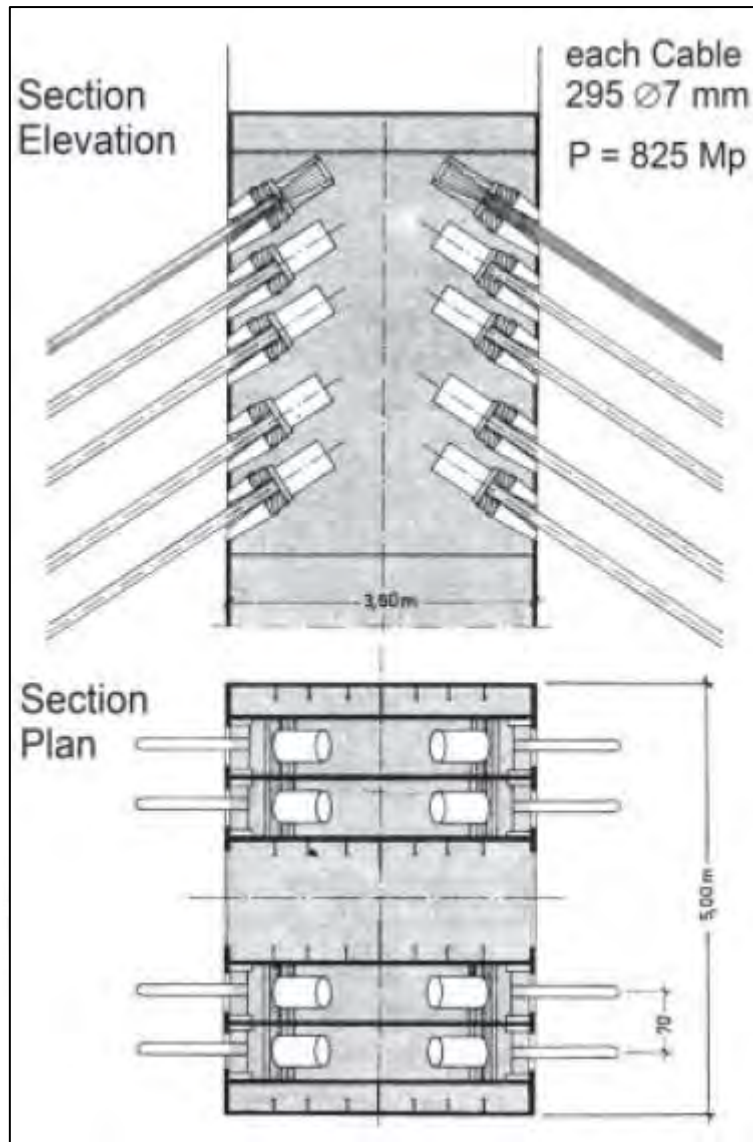
La Figura 3.4-17, tomada de Svensson, muestra un detalle típico de anclaje en una torre metálica cuando se quiere lograr un arreglo de cables en abanico puro. Puede observarse que, para que las líneas de acción de todos los cables concurren en el mismo punto, las placas de apoyo deben prolongarse significativamente hacia los lados de la torre y las fuerzas son transmitidas por las placas rigidizadoras longitudinales. Debido a la complejidad en el detallado, los arreglos en arpa modificada son más comunes.





**Figura 3.4-17:** Anclaje en torre metálica para un arreglo en abanico puro (Svensson, 2012)

La Figura 3.4-18 muestra el anclaje típico en una torre metálica para un arreglo en arpa modificada. Las fuerzas de tensión son transmitidas por las placas rigidizadoras longitudinales ubicadas en el interior de la sección cajón.



**Figura 3.4-18:** Anclaje en torre metálica para un arreglo en abanico modificado (Svensson, 2012)

### **Conexiones con pines**

Cuando los cables son pequeños, los extremos de los cables pueden tener sockets conectados a pines en lugar de los cabezales cilíndricos previamente mostrados, como se muestra en la Figura 3.4-19, tomada de Svensson (2012). Estos cables pueden tensarse por medio de mangos tensores (turnbuckles). La Figura 3.4-20, tomada del catálogo de la marca VSL, muestra su sistema de conexión articulada con pines: La imagen izquierda muestra el extremo que permite el tensado del cable, y la imagen derecha muestra el extremo fijo.



Figura 3.4-19: Conexión articulada con pines (Svensson, 2012)

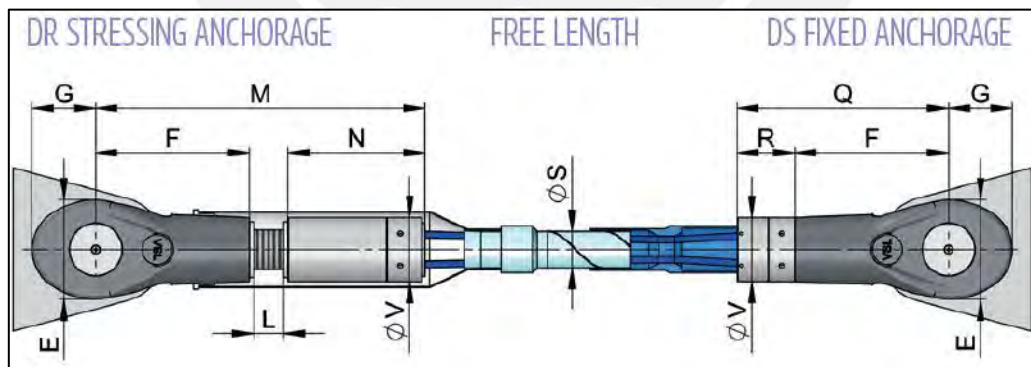
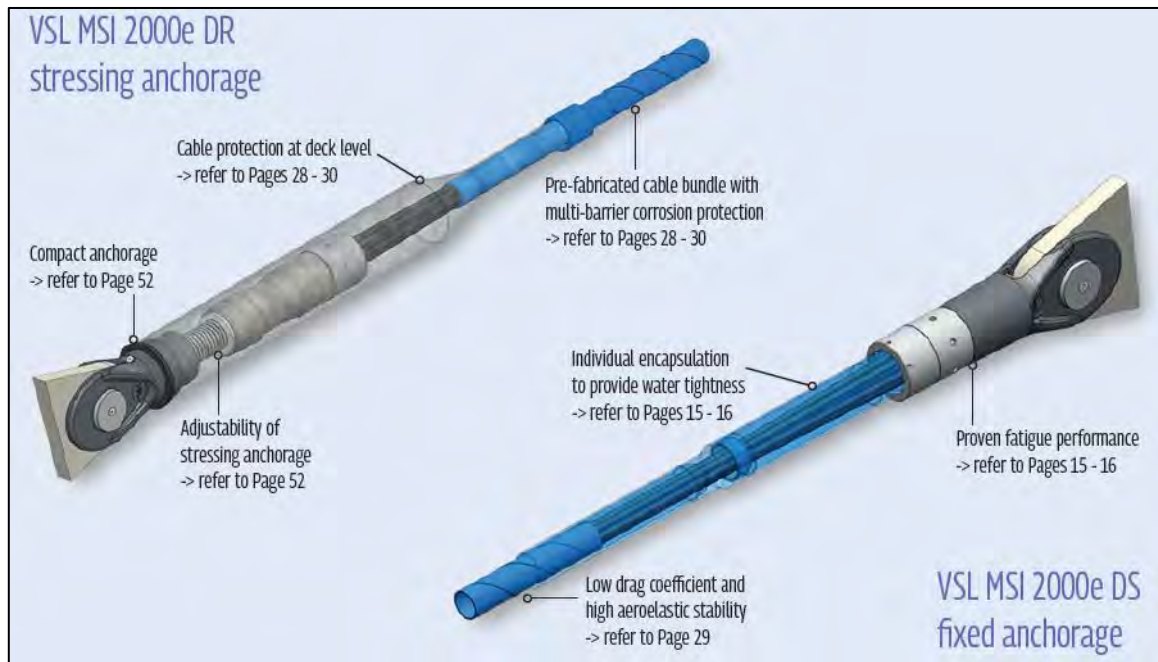


Figura 3.4-20: Conexión articulada con pines de la marca VSL (VSL, 2018)

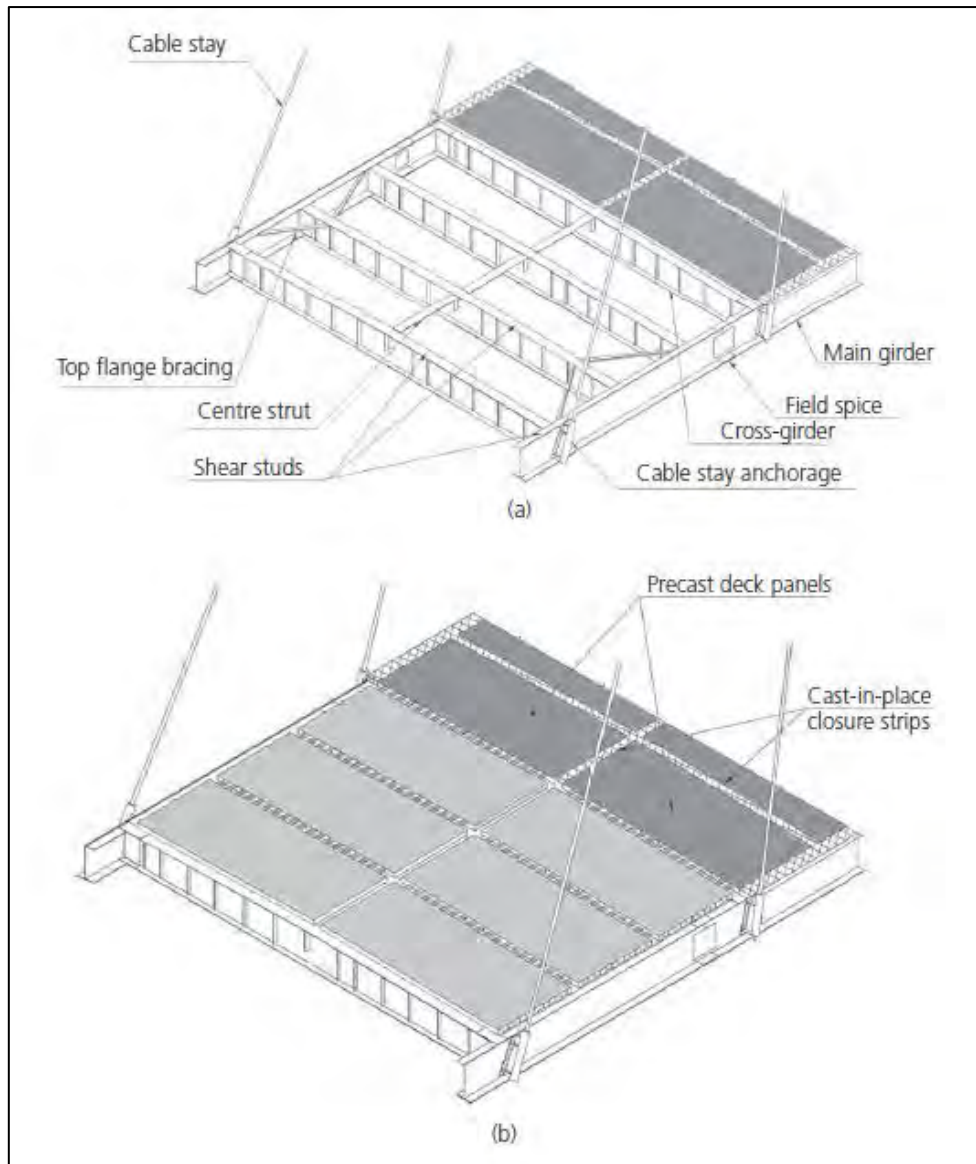
## **3.2. El tablero de sección compuesta**

### **3.2.1. Características generales**

El tablero de sección compuesta consta básicamente de una losa de concreto armado unida a las vigas de acero mediante conectores de corte. La Figura 3.2.1-1, tomada de Oliveira y Reis (2016) muestra la configuración típica de un tablero de sección compuesta. En la parte (a) se muestra la distribución de vigas de acero: 2 vigas longitudinales en forma de I (en las cuales se anclan los cables) y vigas transversales en forma de I de menor espaciamiento apoyadas sobre las vigas longitudinales. Se aprecia también una vigueta secundaria ubicada al centro del tablero (Center Strud) que sirve para uniformizar las cargas de gravedad entre las vigas transversales, y sirve como arriostre lateral contra el pandeo lateral-torsional de las vigas transversales cuando la losa de concreto aún no ha fraguado. En la parte (b) se muestra la losa de concreto, la cual para este ejemplo consta de paneles de concreto prefabricado unidos mediante juntas de concreto vaciado en el sitio. La losa puede ser también íntegramente vaciada en sitio, sin embargo los paneles prefabricados tienen la ventaja de tener una mayor edad al momento de su colocación (Lo cual minimiza los efectos de creep) y permite prescindir del encofrado necesario para el vaciado en sitio.

Si se requiere aumentar la rigidez torsional del tablero, las vigas longitudinales pueden estar unidas mediante un ala inferior, formando una sección cajón (Figuras 3.2.1-6 y 3.2.1-7). Las solicitaciones a las que estarán sometidas las vigas longitudinales, ya sean 2 vigas en forma de I o una sección cajón, se describen en los acápites 3.2.3, 3.2.4, 3.2.5 y 3.2.6.

El espaciamiento de las vigas transversales debe elegirse considerando que éstas sirven como apoyo directo para las cargas de gravedad provenientes de la losa de concreto. Por lo general, la losa tiene un espesor de 20 a 30 cm y requiere de una separación entre vigas o viguetas transversales de 3 a 5 m (Gimsing y Georgakis, 2012).

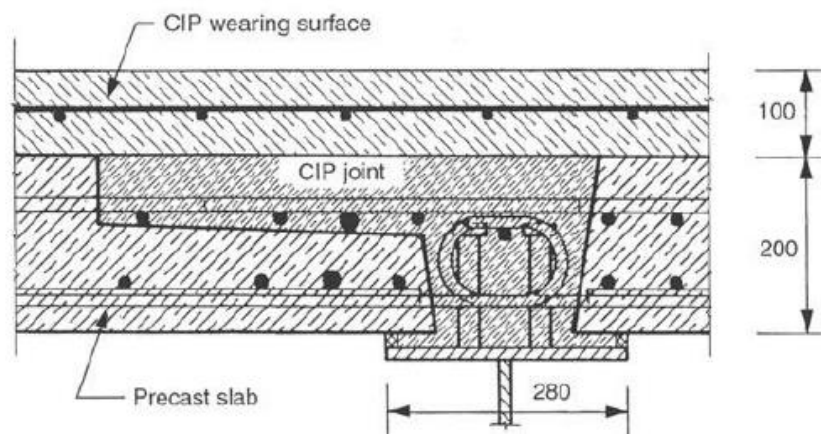


**Figura 3.2.1-1:** Esquema típico de tablero de sección compuesta, con paneles de concreto prefabricado  
(Tomado de: Oliveira y Reis, 2016)

### Losa de concreto con paneles prefabricados

Como lo explica Svensson (2012) los paneles de concreto prefabricado tienen la ventaja de tener una mayor edad al momento de su instalación, y por lo tanto menos retracción y creep en comparación con el concreto vaciado en sitio. Por ello, la transferencia de cargas axiales de la losa a las vigas de acero debido al creep se minimiza, pero las juntas deben ser detalladas cuidadosamente para evitar zonas débiles (Svensson, 2012). Un ejemplo de junta vaciada en sitio se muestra en la Figura 3.2.1-2, tomada de Svensson (2012), donde muestra el detalle de la junta transversal vaciada en sitio para el puente Baytown (EE.UU.). El detalle muestra una losa estructural de 20 cm y una capa de cubierta de 10 cm de espesor. Puede

observarse que la junta tiene una zona inferior estrecha, limitada por el ancho del ala de la viga transversal, y una zona superior más ancha. En la zona más ancha se puede desarrollar el empalme por traslape de las barras de refuerzo superiores, mientras que en la zona más angosta, las barras de refuerzo inferiores tienen ganchos cerrados. Se aprecia también que la zona más estrecha de la junta debe tener el ancho suficiente para que quepan los conectores de corte, y entre las vigas de acero y el panel prefabricado se han colocado tiras de neopreno para cerrar los espacios libres. Finalmente, se especifica que la cubierta superior de 10 cm es vaciada en sitio.



**Figura 3.2.1-2:** Detalle de la junta transversal vaciada en sitio para el puente Baytown (Tomado de: Svensson, 2012)

Como lo explica Svensson (2012), es importante evitar en lo posible los esfuerzos de tensión en la losa de concreto. Longitudinalmente, esto se logra con las componentes de fuerza horizontal de los cables inclinados. Es por ello que resulta conveniente utilizar el sistema auto-anclado, explicado en el acápite 3.2.3. Transversalmente, la losa de concreto estará en compresión porque las vigas transversales son elementos en flexión simplemente apoyados en sus extremos (en las vigas longitudinales) por lo cual siempre tendrán momentos positivos. Es por ello que Svensson (2012) indica que utilizar un único plano de cables no es eficiente para secciones compuestas y recomienda el uso de 2 planos de cables.

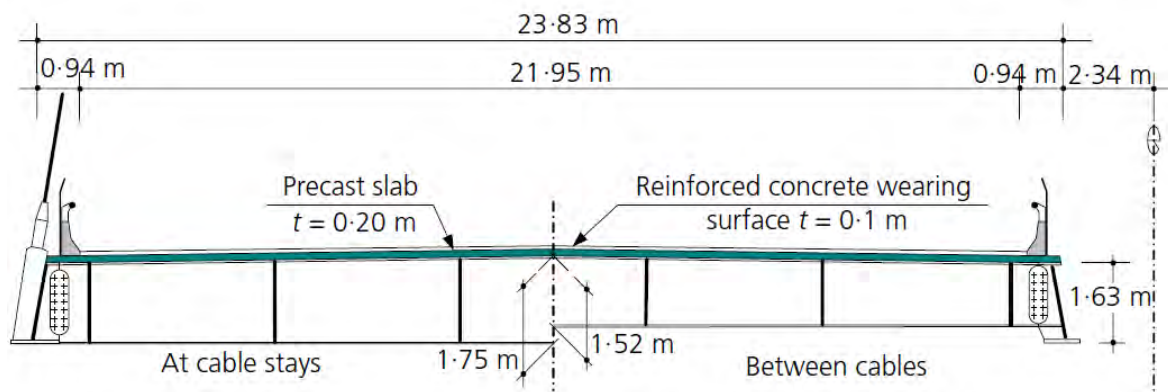
### Vigas transversales

Existen 2 tipos de vigas transversales: Las vigas ubicadas en los puntos de anclaje de los cables, y las vigas intermedias entre puntos de anclaje. Las vigas transversales ubicadas en los puntos de anclaje suelen estar más solicitadas que las vigas intermedias porque deben soportar cargas provenientes de los cables. Estas cargas incluyen:

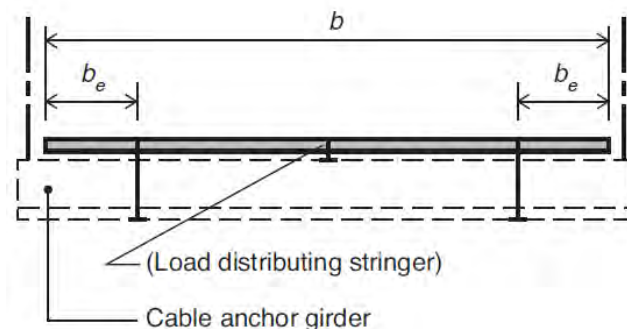


- (a) Cuando el punto de anclaje del cable se ubica de forma excéntrica a la sección de la viga longitudinal, la tensión del cable genera un momento flector en la viga transversal, ya que la rigidez torsional de la viga longitudinal en forma de I es por lo general muy pequeña.
- (b) Cuando se tienen dos planos de cables inclinados, se generan fuerzas de compresión en la viga transversal.
- (c) En algunos casos los cables pueden anclarse en las vigas transversales, en cuyo caso estas vigas deberán ser robustas ya que trabajarán como un volado que sobresale de las vigas longitudinales y con una carga en la punta proveniente de los cables.

La Figura 3.2.1-3, tomada de Oliveira y Reis (2016), muestra como ejemplo el puente Baytown (EE.UU.). Aquí se pueden apreciar las solicitaciones (a) y (b) previamente descritas, por lo cual en los puntos de anclaje las vigas transversales tienen el mismo peralte que las vigas longitudinales, mientras que las vigas transversales intermedias (entre puntos de anclaje) tienen un peralte menor. La Figura 3.2.1-4, tomada de Gimsing y Georgakis (2012), muestra de forma esquemática la solicitación (c) previamente descrita.



**Figura 3.2.1-3:** Sección transversal del puente Baytown (Tomado de: Oliveira y Reis ,2016)

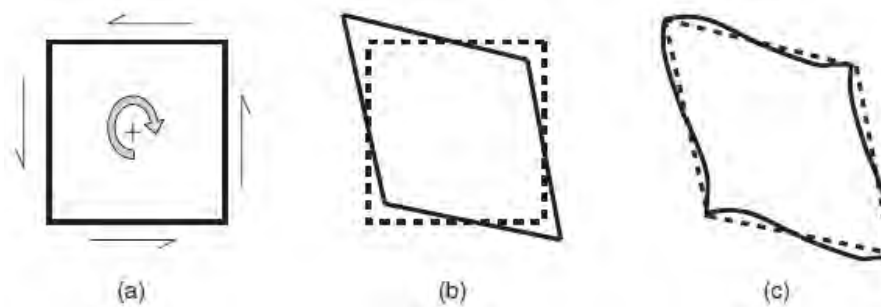


**Figura 3.2.1-4:** Sección transversal de un puente con los cables anclados a las vigas transversales (Tomado de: Gimsing y Georgakis, 2012)

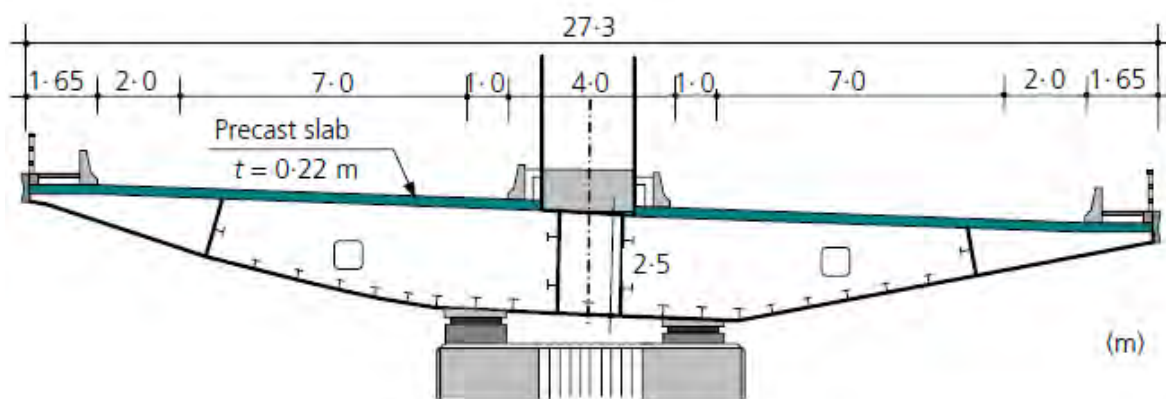
### Vigas longitudinales de sección cajón

En algunos casos, las 2 vigas principales (longitudinales) están unidas por un ala inferior, formando una sección cajón. Este tipo de sección se utiliza cuando se requiere aumentar la rigidez torsional del tablero, ya sea para soportar cargas vehiculares excéntricas o para mejorar el comportamiento aerodinámico aumentando la frecuencia torsional de vibración, como se explica en el acápite 5.2.

En este caso, deberán proveerse diafragmas intermedios a lo largo de toda la longitud, incluyendo los puntos de apoyo en los cables y en los pilares, para que la sección cajón se comporte como un sólido rígido y no tenga distorsiones angulares importantes, como se observa esquemáticamente en la Figura 3.2.1-5, tomada de Collings (2013). Los diafragmas pueden consistir de placas completas con orificios de acceso (Figura 3.2.1-6) o de elementos reticulados (Figura 3.2.1-7). Collings (2013) recomienda que los diafragmas estén separados cada 2-4 veces el peralte de la sección cajón para evitar distorsiones excesivas.

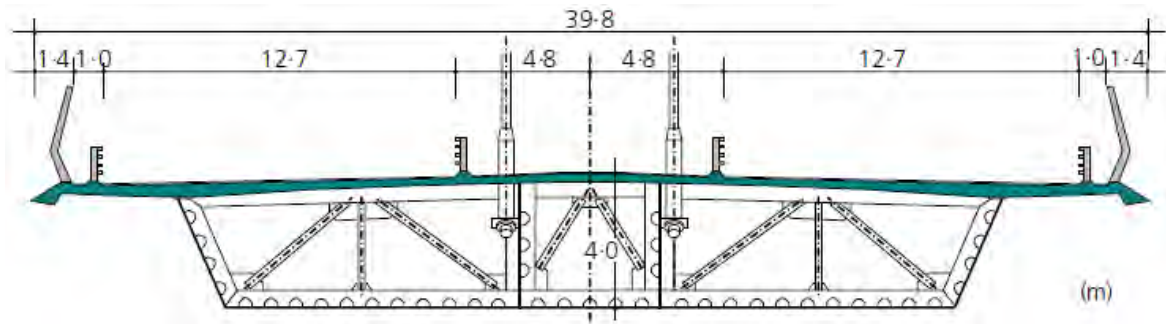


**Figura 3.2.1-5:** (a) Flujo de cortante en la sección por momentos torsores, (b) Figura distorsionada idealizada, (c) Figura distorsionada con flexión transversal. (Tomado de: Collings, 2013)



**Figura 3.2.1-6:** Sección transversal del viaducto Arena, en España (Tomado de: Oliveira y Reis, 2016)





**Figura 3.2.1-7:** Sección transversal del puente Queensferry, en Escocia (Tomado de: Oliveira y Reis, 2016)

### 3.2.2. Ventajas del sistema compuesto

Como lo explican Gimsing y Georgakis (2012), las mayores ventajas del sistema compuesto son:

- (a) En comparación con los tableros hechos únicamente de acero (con losa de acero ortotrópica), la losa de concreto tiene un costo más bajo. Svensson (2012) explica que una losa de acero ortotrópica cuesta alrededor de 4 veces el costo de una losa de concreto de 25 cm.
- (b) En comparación con los tableros hechos únicamente de concreto (vigas y losa de concreto), el tablero compuesto tiene un menor peso, lo cual reduce los costos de los cables y las torres.
- (c) En el proceso constructivo por volados sucesivos, la instalación de los volados puede realizarse únicamente con las vigas de acero (relativamente ligeras), y la instalación de la losa de concreto puede realizarse después de que se hallan instalado y tensado los cables en la punta del volado.

No existe un límite exacto con respecto al rango de longitud del vano libre en el cual gobierna la solución compuesta, sin embargo, existen rangos aproximados dados por distintos autores. Pipinato (2016) considera que los puentes atirantados de sección compuesta son competitivos para vanos entre 200 y 500 m, cuando se presentan las siguientes características (Pipinato, 2016):

- Puentes de 3 vanos (uno central y dos extremos de menor longitud), con un sistema autoanclado (como se define en el acápite 3.2.3).
- Dos planos de cables (para mantener la losa de concreto en compresión transversalmente).

- Vigas de acero de alma llena con peraltes relativamente pequeños (Es decir, utilizando múltiples cables para que el aporte a la rigidez a la flexión vertical de las vigas sea despreciable en comparación con el aporte de los cables).
- Losa de concreto prefabricada, ya sea total o parcialmente.

La Figura 3.2.2-1, presentada por Svensson (2012), presenta de forma aproximada el costo por m<sup>2</sup> de tablero en función de la longitud del paño central. Puede observarse que la solución compuesta resulta competitiva para todo el rango de longitudes presentada en el gráfico. Se observa la tendencia de que para puentes de luces muy cortas, el tablero de concreto resulta más conveniente debido al menor costo de fabricación, mientras que para puentes muy largos el tablero de acero resulta más conveniente debido a su menor peso propio. Sin embargo, para la gran mayoría de puentes atirantados la solución compuesta resulta ser la mejor alternativa.

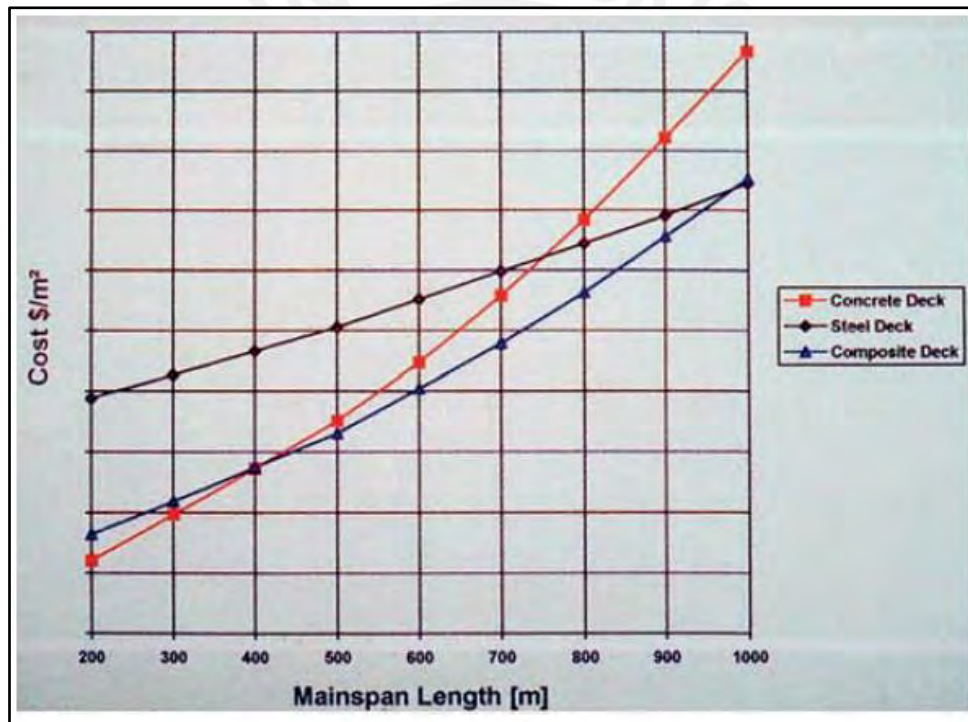


Figura 3.2.2-1: Gráfico comparativo de costos de tablero por m<sup>2</sup> (Tomado de: Svensson, 2012)

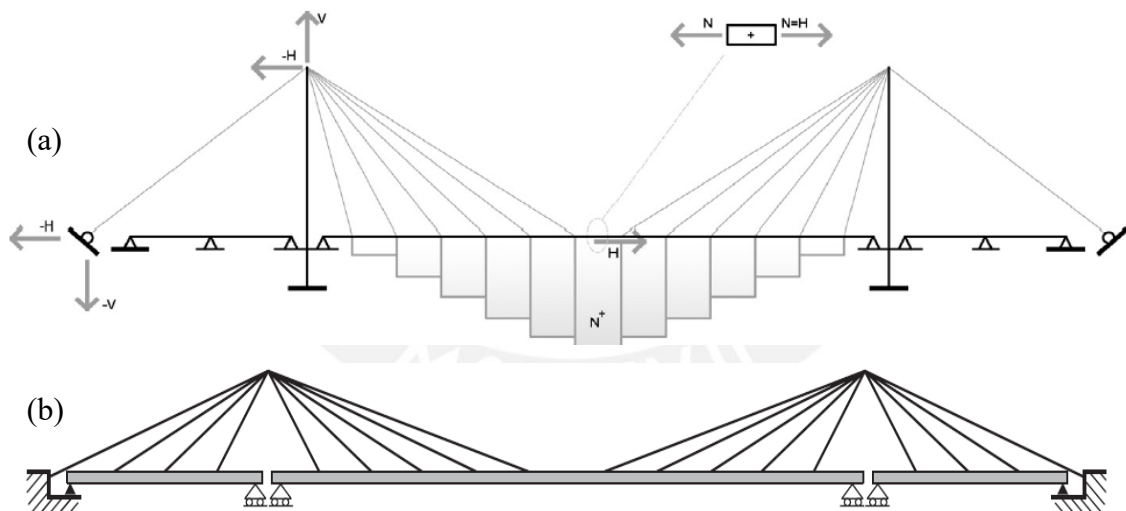
### 3.2.3. Solicitaciones por carga axial

Dependiendo de las condiciones de apoyo de las vigas longitudinales, éstas pueden trabajar tanto a compresión como a tracción. Existen 2 sistemas de apoyos básicos que determinan las solicitaciones axiales en las vigas longitudinales: El sistema anclado al terreno y el sistema auto-anclado.

### Sistema anclado al terreno

El sistema anclado al terreno es un sistema en el cual las componentes horizontales producidas por los cables son transmitidas al terreno y el tablero está sujeto a fuerzas de tracción (Pipinato, 2016).

La Figura 3.2.3-1 muestra dos esquemas básicos de este sistema. Puede apreciarse que el tablero es discontinuo en las torres. El tablero del tramo central tiene apoyos móviles en sus extremos, mientras que los tableros en los tramos laterales tienen apoyos móviles en los extremos ubicados en las torres y apoyos fijos en los extremos exteriores. Finalmente, los extremos superiores de las torres se conectan al terreno por medio de un cable de anclaje. En el esquema (a), tomado de Pipinato (2016), se muestra un esquema de la distribución de las fuerzas de tracción a lo largo del tablero, las cuales son máximas al centro del paño central. Únicamente el tramo central está soportado por los cables y por lo tanto sólo este tramo está sujeto a fuerzas de tracción. En el esquema (b), tomado de Gimsing y Georgakis (2012), los 3 tramos están sujetos a fuerzas de tracción generadas por los cables.



**Figura 3.2.3-1:** Esquemas básicos del sistema anclado al terreno (Tomado de: (a) Pipinato, 2016; y (b) Gimsing y Georgakis, 2012)

Este sistema no es eficiente para secciones compuestas porque, al estar el tablero completamente a tracción, se pierde el aporte de resistencia a la compresión de la losa de concreto. Como principales ventajas y desventajas se pueden considerar:

- Son más eficientes en tableros hechos únicamente de acero al mejorar su resistencia a cargas axiales, pero son poco eficientes para secciones compuestas.

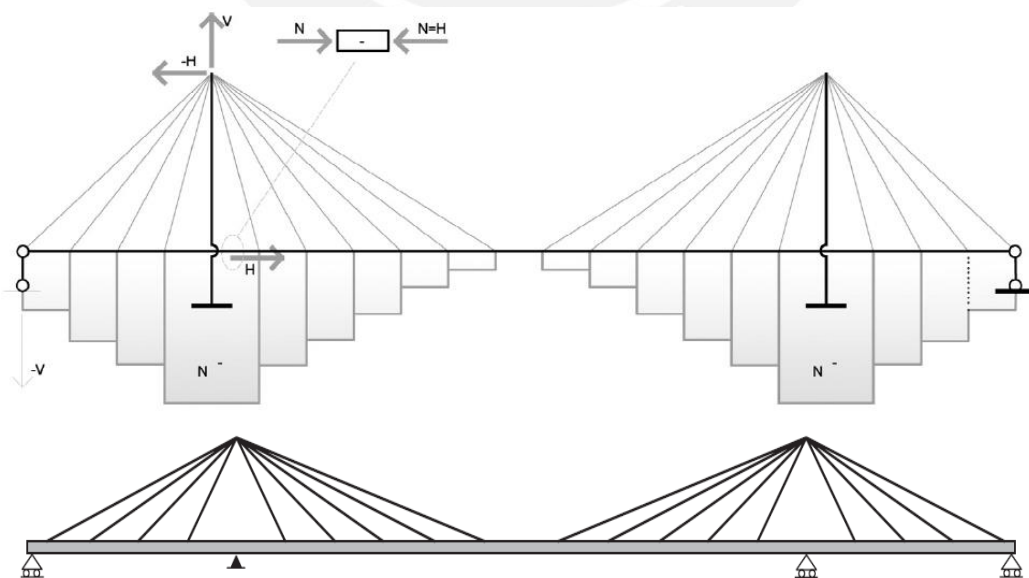
- Los efectos P-Delta son favorables pues reducen los momentos flectores (Pipinato, 2016).
- Deben transmitirse fuerzas horizontales altas al terreno, lo cual genera un problema técnico caro y que puede generar dificultades (Pipinato, 2016).

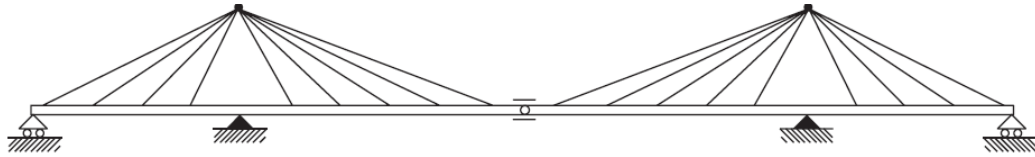
### *Sistema auto-anclado*

El sistema auto-anclado es un sistema en el cual las componentes horizontales de las tensiones de los cables son equilibradas por el tablero, el cual está sujeto a fuerzas de compresión (Pipinato, 2016). Este sistema es preferible para los tableros compuestos ya que se puede aprovechar el aporte a la resistencia a la compresión del tablero de concreto.

La Figura 3.2.3-2 muestra 3 esquemas básicos de este sistema. Puede apreciarse que los cables exteriores de los extremos ya no están unidos a bloques de anclaje en el terreno sino a los extremos finales de las vigas longitudinales. Esto genera fuerzas axiales de compresión que son máximas en la ubicación de las torres y cero al centro del paño central.

En el esquema (a), tomado de Pipinato (2016), se muestra un esquema de la distribución de la fuerza de compresión, la cual es máxima en la ubicación de las torres. En los esquemas (b) y (c), ambos tomados de Gimsing y Georgakis (2012), se muestran dos configuraciones de los apoyos que generan únicamente compresiones en el tablero: En el esquema (b) se tienen 3 apoyos móviles y un apoyo fijo, mientras que en el esquema (c) se tienen 2 apoyos móviles, 2 apoyos fijos y una junta de expansión al centro del paño central.





**Figura 3.2.3-2:** Esquemas básicos del sistema auto-anclado (Tomado de: (a) Pipinato, 2016; y (b)/(c) Gimsing y Georgakis, 2012)

Debe notarse que la configuración de los apoyos del sistema (c) es preferible si se realiza el proceso constructivo por volados sucesivos, ya que el tablero se encuentra fijo en las torres durante el tensado de los cables. Sin embargo, la junta de expansión central podría generar desplazamientos diferenciales excesivos en ambos lados del tablero ante cargas sísmicas. En tal caso, si se prescinde de la junta de expansión, de todas formas las fuerzas de tensión que se generan al centro del vano son muy pequeñas, ya que toda la carga muerta ha sido equilibrada durante el proceso constructivo (por voladizos sucesivos) generando únicamente compresiones en el tablero. Únicamente la carga vehicular generaría tracciones en el tramo central porque ésta se aplica después de la instalación del tramo de cierre central. En este caso, los pilares deberían ser lo suficientemente flexibles como para que las cargas axiales generadas en el tablero por variaciones de temperatura puedan ser resistidas.

En el capítulo 6: Ejemplo Práctico De Diseño, se utilizó una configuración de apoyos en la viga similar a la (c) prescindiendo de la junta de expansión. Para la combinación de cargas de Resistencia I, la máxima carga en compresión en la ubicación de las torres fue de 2770 t, y la máxima carga en tracción al centro del tramo central fue de 286 t, es decir el 10% de la carga en compresión.

Como principales ventajas y desventajas del sistema auto-anclado se pueden considerar:

- La principal ventaja es el hecho de que permite realizar la construcción por voladizos sucesivos, el cual ha sido el principal motivo del éxito de los puentes atirantados para luces intermedias y largas (Pipinato, 2016).
- Son más eficientes en tableros compuestos ya que se aprovecha la resistencia a la compresión del tablero con concreto. Por este mismo motivo, son menos eficientes en tableros de acero ortotrópico.
- Otra ventaja es la ausencia de reacciones horizontales en el terreno debido al efecto de las cargas verticales en la estructura (Pipinato, 2016).
- La principal desventaja radica en que los efectos P-Delta debido a la compresión tienen a incrementar los momentos flectores (Pipinato, 2016).

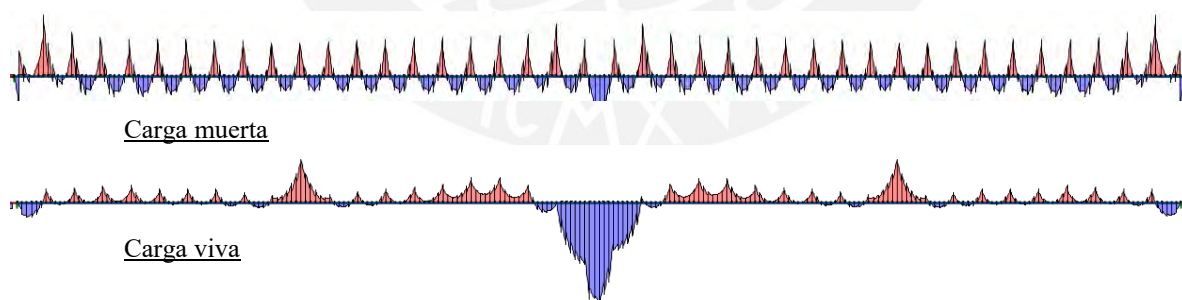
### 3.2.4. Solicitaciones por flexión vertical

#### *Solicitaciones por peso propio y por cargas vivas*

Durante el proceso constructivo, los cables son instalados con una tensión específica, la cual debe ser calculada previamente (como se explica en el acápite 4.3). La tensión debe ser tal que, debido al peso propio, los puntos de anclaje de los cables en el tablero tengan una deflexión nula al final del proceso constructivo. De esta forma, ante cargas muertas los puntos de anclaje de los cables se comportarán como apoyos fijos y los momentos flectores serán relativamente pequeños.

Ante cargas vivas, los cables se comportarán como apoyos flexibles. Esto hará que los momentos flectores sean mayores que para el caso de carga muerta y los puntos de inflexión estarán separados por distancias mayores que la distancia entre los puntos de anclaje.

La Figura 3.2.4-1 muestra de forma esquemática los momentos flectores por carga muerta y viva por cada viga longitudinal, para el ejemplo de diseño del Capítulo 6. Puede observarse que los momentos por carga muerta son relativamente pequeños y cada tramo entre puntos de anclaje tiene momentos negativos a los extremos y un momento positivo al centro, ya que los cables fueron tensados para que se comporten como apoyos fijos ante cargas muertas. Los momentos por cargas vivas son apreciablemente mayores y los puntos de inflexión abarcan varias veces la distancia entre puntos de anclaje.



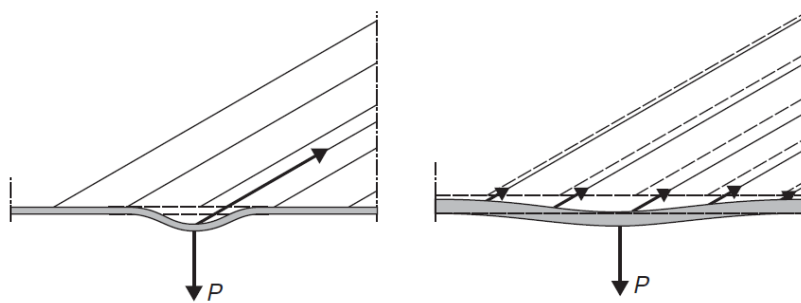
**Figura 3.2.4-1:** Comparación de momentos flectores por carga muerta y vehicular del ejemplo de diseño del Capítulo 6.

#### *Distribución de tensiones en los cables por cargas concentradas*

Mientras mayor sea la rigidez de la viga longitudinal, las cargas concentradas se distribuirán de manera más uniforme entre los cables, como se muestra en la Figura 3.2.4-2, tomada de



Gimsing y Georgakis (2012). Al distribuir una carga concentrada entre varios cables, se reduce la carga máxima de diseño en los cables y se obtiene una curvatura más suavizada del tablero en el punto de aplicación de la carga (Gimsing y Georgakis, 2012).



**Figura 3.2.4-2:** Distribución de la carga concentrada en el caso de una viga flexible (izquierda) y una viga rígida (derecha). (Gimsing y Georgakis, 2012).

En el ejemplo de diseño del Capítulo 6 se eligió un peralte de viga de 1.50 m (igual a  $L/200$ ), cuyo limitante fue la resistencia a la flexocompresión de la sección. La Tabla 3.2.4-1 muestra las tensiones máximas en cada cable por carga viva (camión de diseño + carga distribuida HL93) considerando el peralte de viga elegido de 1.50 m y, a manera de ejemplo comparativo, un peralte de 3.15 m (igual a  $L/100$ ). Puede observarse que las tensiones máximas por carga viva disminuyen entre un 7 y 28% al aumentar el peralte. La Tabla 3.2.4-2 muestra, para el mismo ejemplo comparativo, las tensiones máximas en servicio considerando la suma de cargas muertas y vivas. En este caso, las tensiones máximas en servicio disminuyen entre un 3 y 11% al aumentar el peralte. La misma tabla muestra también la relación entre la tensión en servicio y la resistencia del cable,  $T_s/R$ , considerando las dimensiones de cables indicadas en el Capítulo 6.

Para este ejemplo en particular, el aumento en el peralte no implicó una reducción en las tensiones de los cables significativa para su diseño, y por lo tanto la distribución de tensiones en los cables no fue un factor determinante al elegir el peralte de la viga. Sin embargo para casos en donde la carga viva es mayor con respecto a la carga muerta, un aumento en el peralte sí podría reducir significativamente las dimensiones de los cables.

CABLE	TENSIONES POR CARGA VEHICULAR (ton)		
	H = 2.00	H = 3.15	Reducción (%)
1	116.8	107.9	7.7
2	80.5	65.7	18.5
3	81.4	62.5	23.2
4	102.3	83.4	18.5
5	108.2	92.8	14.2

6	94.2	84.3	10.5
7	90.6	82.7	8.7
8	84.8	76.8	9.5
9	78.1	65.9	15.5
10	59.6	43.0	27.7
11	70.9	50.4	28.8
12	80.0	66.2	17.3
13	84.6	75.1	11.3
14	89.9	81.5	9.3
15	92.7	84.6	8.8
16	107.6	97.6	9.2
17	109.8	97.9	10.9
18	107.0	94.2	12.0
19	120.2	105.0	12.7
20	104.2	89.5	14.1

**Tabla 3.2.4-1:** Tensiones máximas en cada cable por carga viva

CABLE	TENSIONES D+Dsup+L (ton)		Ts/R		Reducción (%)
	H = 2.00	H = 3.15	H = 2.00	H = 3.15	
1	365.6	356.6	0.30	0.30	2.5
2	379.1	364.2	0.32	0.30	3.9
3	320.9	302.0	0.34	0.32	5.9
4	341.1	322.1	0.36	0.34	5.6
5	329.4	314.0	0.35	0.33	4.7
6	293.2	283.3	0.36	0.35	3.4
7	270.1	262.1	0.33	0.32	2.9
8	244.0	235.9	0.30	0.29	3.3
9	216.5	204.4	0.27	0.25	5.6
10	176.1	159.6	0.22	0.20	9.4
11	187.6	167.2	0.23	0.21	10.9
12	218.5	204.7	0.27	0.25	6.3
13	243.5	233.9	0.30	0.29	3.9
14	268.5	260.1	0.33	0.32	3.1
15	290.6	282.5	0.36	0.35	2.8
16	328.0	318.1	0.35	0.34	3.0
17	349.8	337.9	0.37	0.36	3.4
18	351.5	338.7	0.37	0.36	3.7
19	431.7	416.4	0.36	0.35	3.5
20	372.3	357.6	0.31	0.30	3.9

**Tabla 3.2.4-2:** Tensiones máximas en cada cable por cargas en servicio

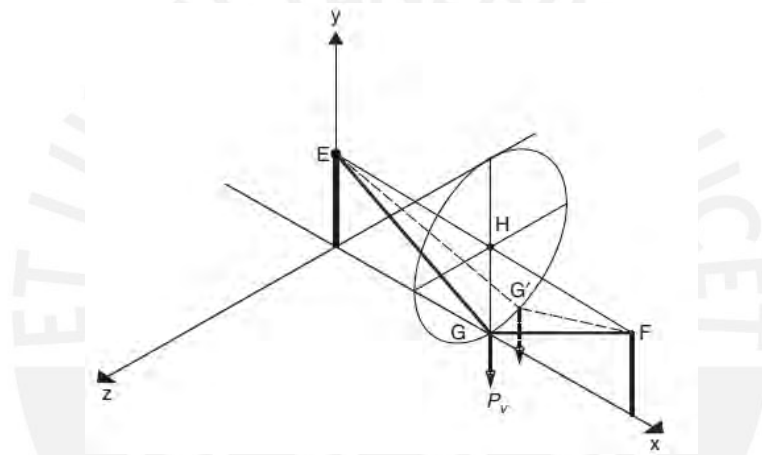
### 3.2.5. Solicitaciones por flexión horizontal

Las sollicitaciones de flexión horizontal (alrededor del eje vertical) se producen debido a las cargas laterales de sismo o viento. Como lo indican Gimsing y Georgakis (2012) si el sistema de cables es auto-anclado toda la carga lateral en la viga deberá transmitirse por flexión, mientras que en sistemas anclados al terreno existe una interacción entre los cables y la viga. Esto implica que, si se tiene problemas de baja rigidez lateral con un sistema autoanclado (principalmente en puentes muy largos, en donde el ancho del tablero es pequeño en relación



a la luz) pueden incluirse cables de anclaje al terreno para que el sistema de cables aporte rigidez lateral al tablero.

Para explicar el comportamiento de un sistema anclado al terreno ante cargas laterales, Gimsing y Georgakis (2012) presentan el esquema de la Figura 3.2.5-1. En este esquema, la carga de gravedad  $P_v$  ejerce tensión en los cables EG y FG. Ante carga laterales, los extremos superiores de las torres (puntos E y F) permanecen aproximadamente fijos, por lo cual el punto G del tablero debe hacer una trayectoria circular hasta llegar al punto G'. Esto implica que ante cada desplazamiento lateral del punto G, la carga vertical  $P_v$  asciende verticalmente, aumentando su energía potencial. De esta forma, los cables deberán ejercer una fuerza restitutiva en G para que el sistema se encuentre en equilibrio.



**Figura 3.2.5-1:** Esquema del comportamiento de un sistema anclado al terreno ante cargas laterales (Gimsing y Georgakis, 2012)

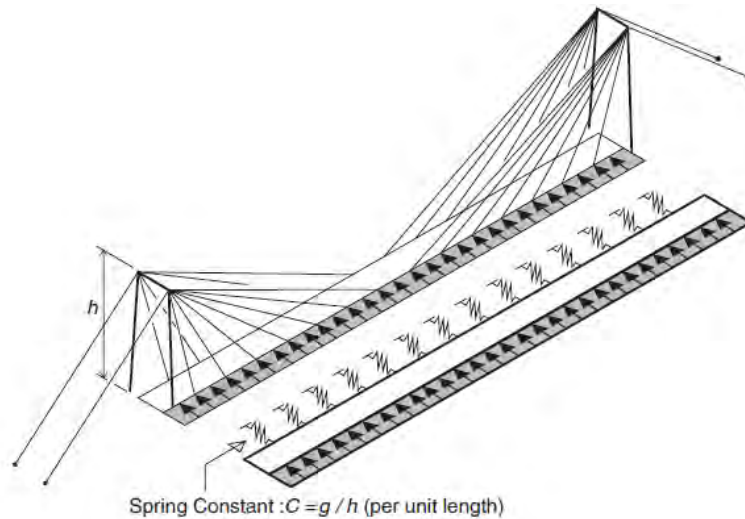
Gimsing y Georgakis (2012) indican que el soporte lateral de un sistema de cables anclado al terreno puede ser representado por medio de una serie de resortes dispuestos a lo largo del tablero, como se muestra en la Figura 3.2.5-2, tomada de Gimsing y Georgakis (2012). La rigidez de los resortes por unidad de longitud, “C”, se calcula mediante la expresión:

$$C = g/h$$

Donde:

$g$  = Carga vertical por unidad de longitud

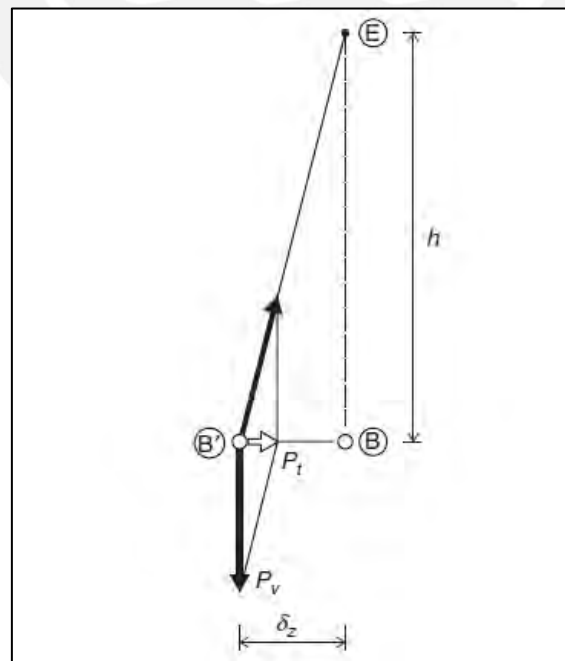
$h$  = Altura del sistema de cables



**Figura 3.2.5-2:** Esquema del comportamiento de un sistema anclado al terreno ante cargas laterales (Gimsing y Georgakis, 2012)

La rigidez por unidad de longitud, “C”, se deduce del equilibrio del sistema de cables ante un desplazamiento lateral, como se observa en la Figura 3.2.5-3, en donde se puede apreciar el efecto de péndulo ejercido por los cables. En la Figura, el cable está sometido a una carga de gravedad  $P_v$ . Ante un desplazamiento lateral  $\delta_z$ , la tensión en el cable tendrá una componente vertical, igual a  $P_v$ , y una componente lateral  $P_l$ , la cual es una fuerza restitutiva. Si la altura del sistema de cables es  $h$ , entonces se deduce la expresión para la fuerza lateral restitutiva:

$$P_l = \frac{\delta_z}{h} P_v$$



**Figura 3.2.5-3:** Fuerza lateral restitutiva  $P_l$ , generada ante un desplazamiento lateral  $\delta_z$  (Gimsing y Georgakis, 2012)

Luego:

$$P_l = \left(\frac{P_v}{h}\right) \delta_z$$

El factor  $P_v/h$  es la constante del resorte lateral para un cable que soporta una carga vertical  $P_v$ . Si se requiere la constante del resorte por unidad de longitud, debe usarse el peso por metro lineal, denominado por Gimsing y Georgakis como “g”, con lo cual:

$$P_l \text{ (por unidad de longitud)} = \left(\frac{g}{h}\right) \delta_z = C \delta_z$$
$$C = g/h$$

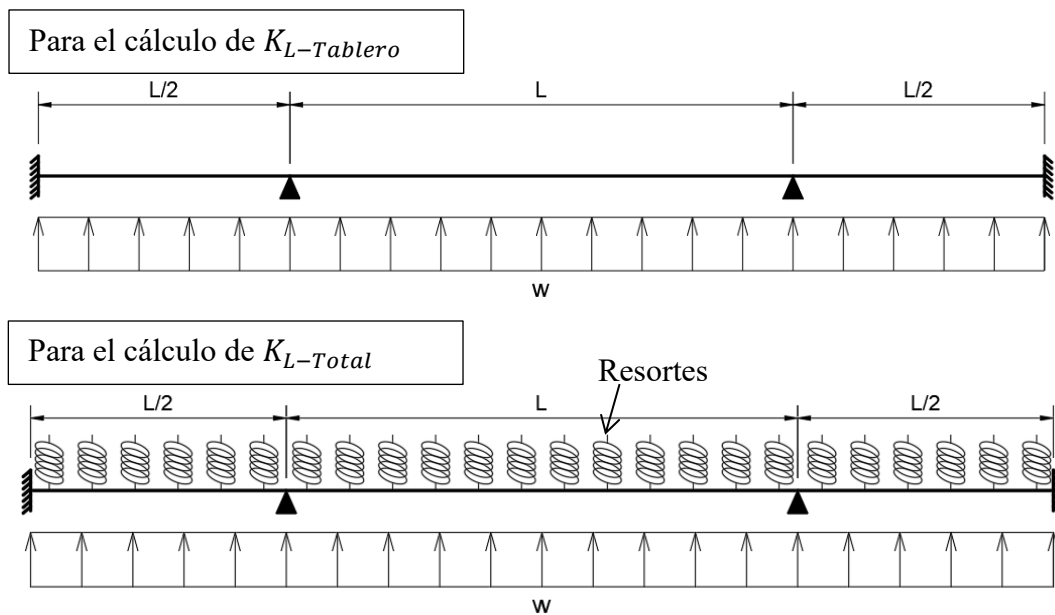
Cuando la rigidez lateral del tablero es grande en relación con el aporte del sistema de cables, las fuerzas restitutivas de los cables pueden despreciarse en el análisis. Sin embargo, en puentes muy largos el aporte del sistema de cables a la rigidez lateral puede ser significativo. En este último caso, puede resultar conveniente incluir cables de anclaje al terreno para rigidizar al tablero lateralmente.

#### *Ejemplo ilustrativo*

Para ilustrar la incidencia del sistema de cables en la rigidez lateral del tablero, se calculó la rigidez lateral del tablero considerando y sin considerar el aporte del sistema de cables para distintas luces, con el objetivo de ilustrar el porcentaje de rigidez que aportan el tablero y los cables a la rigidez lateral total del sistema.

Utilizando el modelo simplificado de la Figura 3.2.5-4, se calculó la rigidez lateral del tablero para distintos valores de L (de 100 a 1000 m). Como sección transversal, se consideraron 2 casos: La sección del Ejemplo de Diseño del Capítulo 6, la cual es una sección de 21.4 m de ancho para 4 carriles, y una sección de 10.0 m de ancho para 2 carriles.

Se calcularon por separado la rigidez lateral del tablero sin el aporte de los cables,  $K_{L-Tablero}$ , y la rigidez lateral del sistema total del tablero+cables,  $K_{L-Total}$ . Las rigideces se calcularon dividiendo la carga distribuida horizontal (lateral)  $w$  entre el desplazamiento lateral al centro de la luz.



**Figura 3.2.5-4:** Modelo simplificado para comparar la rigidez lateral de los cables y del tablero  
(Vista en planta)

El peso propio por metro lineal ( $g$ ) para los tableros de ancho  $B=10$  m y  $B=21.4$  m son:

$$\text{Para } B = 10.0 \text{ m} \Rightarrow g = 8.2 \text{ t/m lineal}$$

$$\text{Para } B = 21.4 \text{ m} \Rightarrow g = 14.1 \text{ t/m lineal}$$

La Tabla 3.2.5-1 muestra los valores de constante de resorte por metro lineal  $C$  para los distintos valores de  $L$ , asumiendo de forma aproximada una altura del sistema de cables  $h$  igual a  $L/4$ .

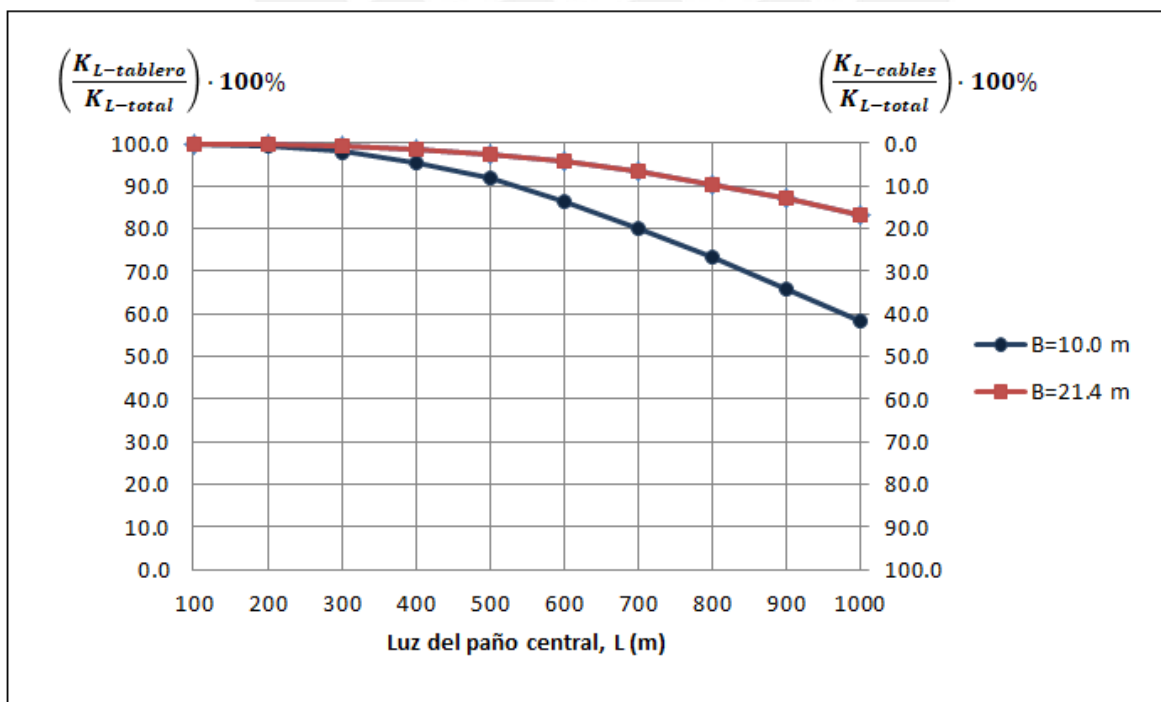
L (m)	h (m)	B = 10 m	B = 21.4 m
		$C = \frac{g}{h} \left( \frac{t}{m} / \text{m lineal} \right)$	$C = \frac{g}{h} \left( \frac{t}{m} / \text{m lineal} \right)$
100	25	0.328	0.562
200	50	0.164	0.281
300	75	0.109	0.187
400	100	0.082	0.140
500	125	0.066	0.112
600	150	0.055	0.094
700	175	0.047	0.080
800	200	0.041	0.070
900	225	0.036	0.062
1000	250	0.033	0.056

**Tabla 3.2.5-1:** Valores de  $C$  para los distintos valores de  $L$

La Figura 3.2.5-5 muestra de forma gráfica el aporte de los cables y del tablero a la rigidez lateral del sistema. En el eje vertical izquierdo se observa el porcentaje que aporta el tablero a la rigidez lateral total del sistema, mientras que en el eje vertical izquierdo se muestra su complemento, es decir el porcentaje que aporta el sistema de cables a la rigidez lateral total del sistema.

Puede observarse que para el ejemplo del Capítulo 6, cuyo tablero tiene un ancho de 21.4 m y una luz del paño central L=300 m, el aporte a la rigidez lateral de los cables no es significativo, por lo tanto no se evaluó la necesidad de adicionar cables de anclaje al terreno para aumentar la rigidez lateral.

A partir de la Figura 3.2.5-5 puede tenerse una idea del orden de magnitud de la rigidez lateral proporcionada por los cables si se incluyen cables de anclaje al terreno en el sistema estructural. Para el caso del tablero de B=21.4 m, puede observarse que por lo general el aporte de los cables a la rigidez lateral es muy pequeño y puede despreciarse, salvo para las longitudes de paños más grandes. Para un valor de L=800 m los cables aportan un 9.5% de la rigidez lateral, y para un valor de L=1000 m el aporte de los cables llega a ser del 17%. Para el caso del tablero de B=10.0 m, puede observarse que el aporte de los cables a la rigidez lateral es más significativo. Para un valor de L=600 m los cables aportan un 13.5% de la rigidez lateral, y para un valor de L=1000 m el aporte de los cables llega a ser del 41.6%.



### 3.2.6. Solicitaciones por torsión

Cuando los cables están dispuestos en un solo plano, se necesitan vigas de rigidez con una alta rigidez torsional (como por ejemplo vigas cajón), pues antes cargas vivas excéntricas el momento torsor será tomado íntegramente por las vigas. Por otro lado, si los cables están dispuestos en dos planos ubicados en los bordes del tablero, no es necesario que las vigas tengan una rigidez torsional alta porque el momento torsor en el tablero será tomado por el par de cables. Sin embargo, una rigidez torsional alta de la viga será favorable para la distribución de fuerzas entre los dos planos de cables (Gimsing y Georgakis, 2012).

Para ilustrar lo anteriormente mencionado, Gimsing y Georgakis (2012) presentan las 3 secciones transversales que se ilustran en la Figura 3.2.6-1:

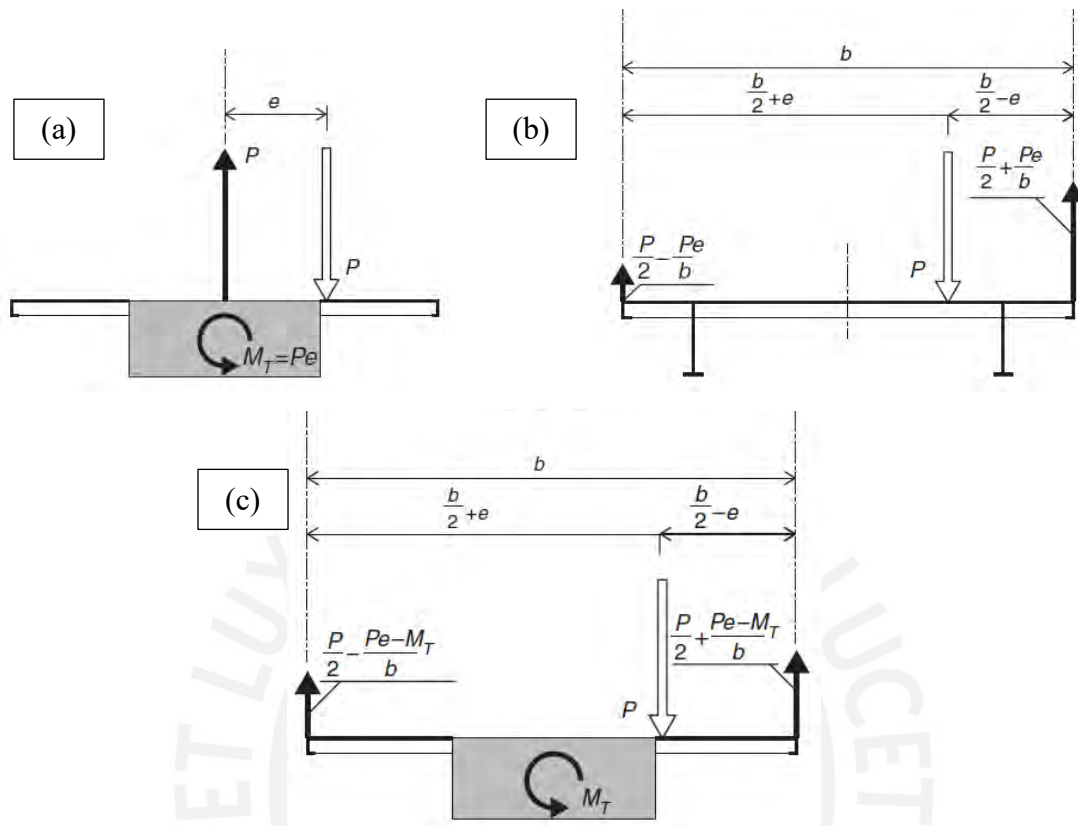
- La sección (a) consta de una viga de rigidez torsional alta (viga cajón) y un sistema de cables en un plano, por lo cual la carga  $P$  genera un momento torsor ( $P \cdot e$ ) que es tomado íntegramente por la viga.
- La sección (b) es un sistema de cables en dos planos verticales con un tablero torsionalmente débil (2 vigas I longitudinales), por lo cual la carga excéntrica  $P$  se distribuye a los cables por el principio del brazo de palanca y el tablero no toma ningún momento torsor (Gimsing y Georgakis, 2012).
- La sección (c) es un sistema de cables en dos planos verticales con una viga de rigidez torsional alta (sección cajón), por lo cual el torsor causado por la carga excéntrica es tomado en parte por los cables y en parte por la viga, de forma tal que las fuerzas en los cables se distribuyen de forma más uniforme y el giro debido al momento torsor es menor (Gimsing y Georgakis, 2012).

Adicionalmente, la rigidez torsional aumenta al utilizar 2 planos de cables inclinados en lugar de 2 planos de cables verticales, como se explicó en el acápite 3.1.5.

La rigidez torsional es relevante por 2 motivos: (1) Para tomar los momentos torsores generados por las cargas vehiculares excéntricas, y (2) para aumentar la frecuencia de vibración torsional del tablero y de esta forma mejorar su comportamiento aerodinámico (como se explica en el capítulo 5).

Por lo explicado anteriormente, existen 3 maneras de aumentar la rigidez torsional del tablero: (1) Utilizando una sección cajón en lugar de dos vigas I independientes, (2) Utilizar

dos planos de cables en lugar de un plano centrado, y (3) Al utilizar dos planos de cables, dos planos inclinados tienen mayor rigidez torsional que dos planos verticales.



**Figura 3.2.6-1:** (a) Un plano de cables y tablero torsionalmente fuerte, (b) Dos planos de cables y tablero torsionalmente débil, y (c) Dos planos de cables y tablero torsionalmente fuerte (Gimsing y Georgakis, 2012).

### Ejemplo ilustrativo

En el ejemplo de diseño del Capítulo 6 se escogió un tablero torsionalmente débil (dos vigas “I”) y un sistema de cables que consiste en dos planos inclinados de convergen en una torre en “A”. Por un lado, los dos planos inclinados le confieren a la viga de suficiente rigidez torsional para que tenga un buen comportamiento aerodinámico (lo cual se verificó en el Capítulo 6 al calcular las frecuencias torsional y flexional), y por otro lado la forma en “A” de la torre incrementa la rigidez transversal de la misma ante cargas laterales.

Para ilustrar la incidencia del tipo de arreglo de cables y del tipo de tablero ante solicitaciones torsionales, se compararon los efectos de la carga vehicular (camión HL93 con carga distribuida) para 5 alternativas del puente del Capítulo 6 (manteniendo el mismo peralte y ancho del tablero, y las mismas secciones transversales de los cables):

OPCIÓN 1: Dos vigas “I” y dos planos de cables verticales. Torre con 2 columnas independientes.

OPCIÓN 2: Dos vigas “I” y dos planos de cables inclinados (opción por la que se optó en el Capítulo 6). Torre con forma de “A”.

OPCIÓN 3: Una sección cajón y un solo plano de cables centrado. En este caso se reemplazaron los cables de 37, 43 y 55 strands por cables de 61, 73 y 85 strands, respectivamente. Torre con forma de “A”.

OPCIÓN 4: Una sección cajón y dos planos de cables verticales. Torre con 2 columnas independientes.

OPCIÓN 5: Una sección cajón y dos planos de cables inclinados. Torre con forma de “A”.

Las 5 alternativas mencionadas se muestran en la Figura 3.2.6-2. Como carga vehicular, se consideraron dos carriles cargados (Figura 3.2.6-3) para generar el máximo momento torsor por carga vehicular. Se realizaron 3 comparaciones:

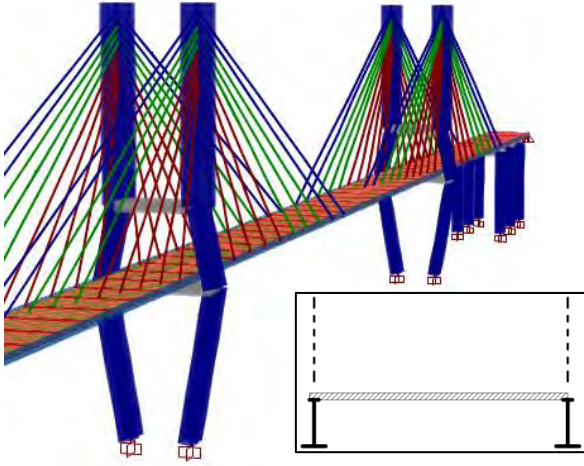
En primer lugar, se compararon las tensiones en los cables debido a la carga vehicular para las 5 alternativas. Los planos de cables se nombraron plano A y plano B, como se muestra en la Figura 3.2.6-3. La Figura 3.2.6-4 muestra la numeración considerada en los cables para la presentación de resultados. Los resultados se muestran en la Tabla 3.2.6-1 y en la Figura 3.2.6-5.

En segundo lugar, se compararon los momentos torsores generados en las secciones cajón para las alternativas 3, 4 y 5. Los resultados se muestran en la Figura 3.2.6-6.

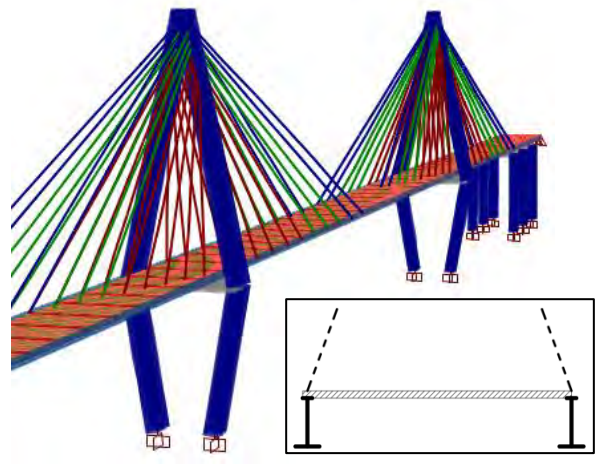
En tercer lugar, se compararon las frecuencias verticales ( $f_v$ ) y torsionales ( $f_t$ ), y se calculó la relación  $f_t/f_v$ , la cual debería ser mayor/igual que 2 para garantizar la estabilidad aerodinámica, como se explica en el Capítulo 5. Los resultados se muestran en la Tabla 3.2.6-2.



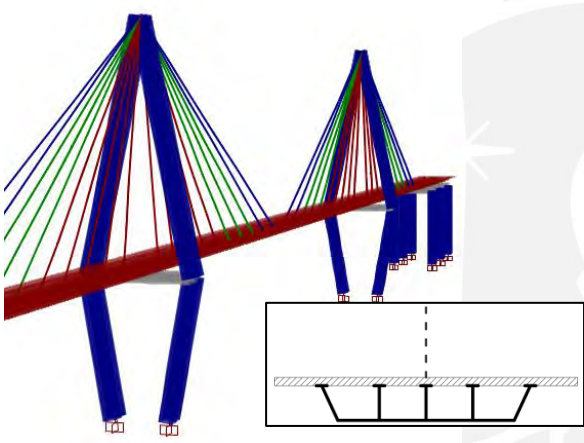
OPCIÓN 1



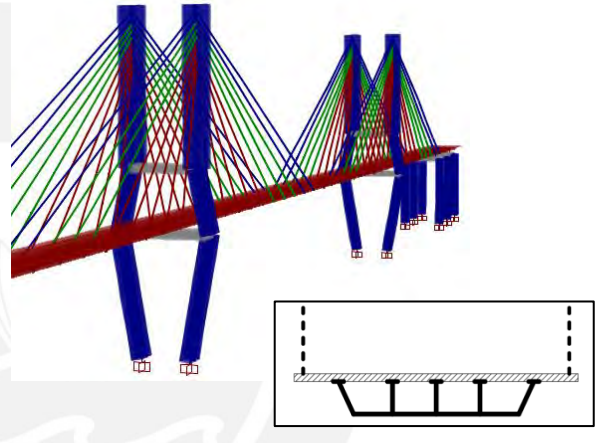
OPCIÓN 2



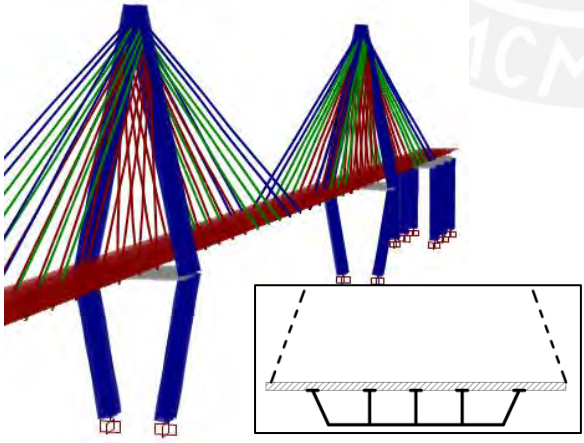
OPCIÓN 3



OPCIÓN 4



OPCIÓN 5



**Figura 3.2.6-2:** Cinco alternativas para comparar las solicitaciones por torsión debido a la carga vehicular.

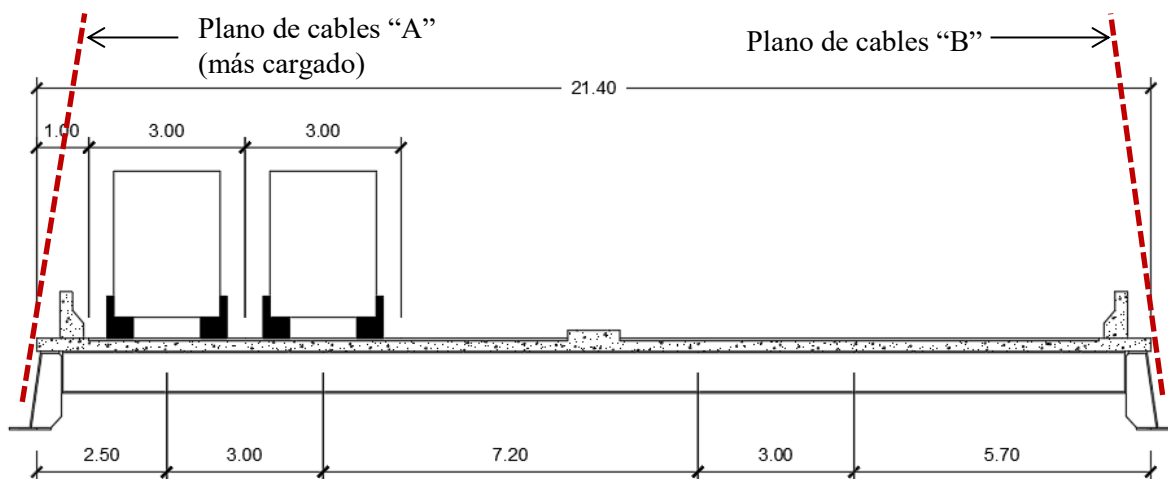


Figura 3.2.6-3: Dos carriles cargados para generar el máximo momento torsor por carga vehicular.

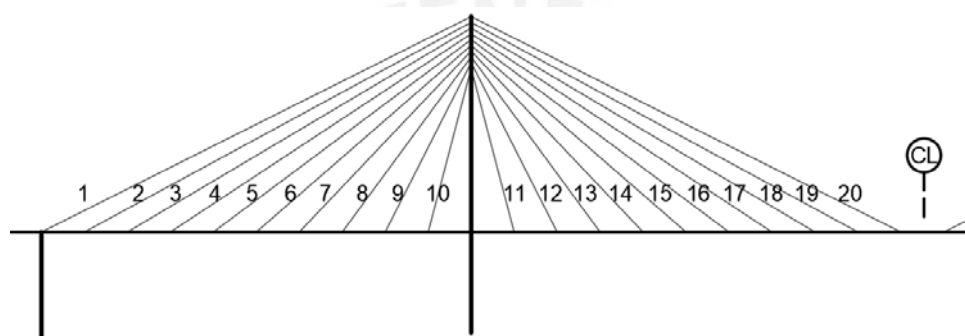


Figura 3.2.6-4: Numeración considerada en los cables para la presentación de resultados.

CABLE	Tensiones en cables debido a 2 carriles cargados (t)									
	OPCION 1		OPCION 2		OPCION 3	OPCION 4		OPCION 5		
	PLANO A	PLANO B	PLANO A	PLANO B	ÚNICO PLANO	PLANO A	PLANO B	PLANO A	PLANO B	
1	68.8	22.0	40.0	40.8	56.3	43.5	29.5	33.1	33.4	
2	65.6	19.6	45.9	33.5	59.2	45.4	29.0	35.8	32.9	
3	63.8	16.4	63.4	23.6	52.6	36.6	21.8	29.2	24.5	
4	82.5	19.3	82.4	21.5	53.7	38.2	20.5	34.6	23.6	
5	90.3	20.9	89.9	20.8	64.9	45.8	24.3	42.6	26.0	
6	79.2	18.2	80.1	18.3	60.7	44.6	22.9	42.9	24.8	
7	76.7	17.5	77.3	17.5	62.1	47.2	22.7	45.9	24.5	
8	71.9	16.4	72.2	16.4	56.7	46.3	19.8	45.2	21.4	
9	65.2	14.9	65.4	14.9	42.6	39.5	13.7	38.7	14.9	
10	45.2	10.4	45.3	10.3	20.5	23.8	4.4	23.4	5.3	
11	45.5	10.4	45.5	10.4	19.8	25.0	3.6	25.0	3.2	
12	65.2	14.9	65.4	14.9	42.1	41.2	12.5	41.8	11.6	
13	71.4	16.3	71.6	16.3	57.7	48.9	19.1	50.0	18.0	
14	75.4	17.2	75.7	17.4	66.6	51.6	23.6	53.3	22.1	
15	77.8	17.9	78.3	18.2	70.6	51.6	26.3	53.7	24.6	
16	91.3	21.2	90.4	21.5	84.9	57.8	31.9	59.5	29.2	
17	91.9	21.5	90.9	21.8	82.0	54.1	31.5	56.1	28.7	
18	88.4	20.7	87.5	20.6	76.3	49.1	29.7	51.3	26.7	
19	102.1	23.7	105.5	26.3	79.6	55.4	34.4	59.8	31.4	
20	91.6	21.6	95.6	25.7	69.0	47.8	30.1	52.3	27.3	

Tabla 3.2.6-1: Tensiones en cada cable para cada sistema estructural.

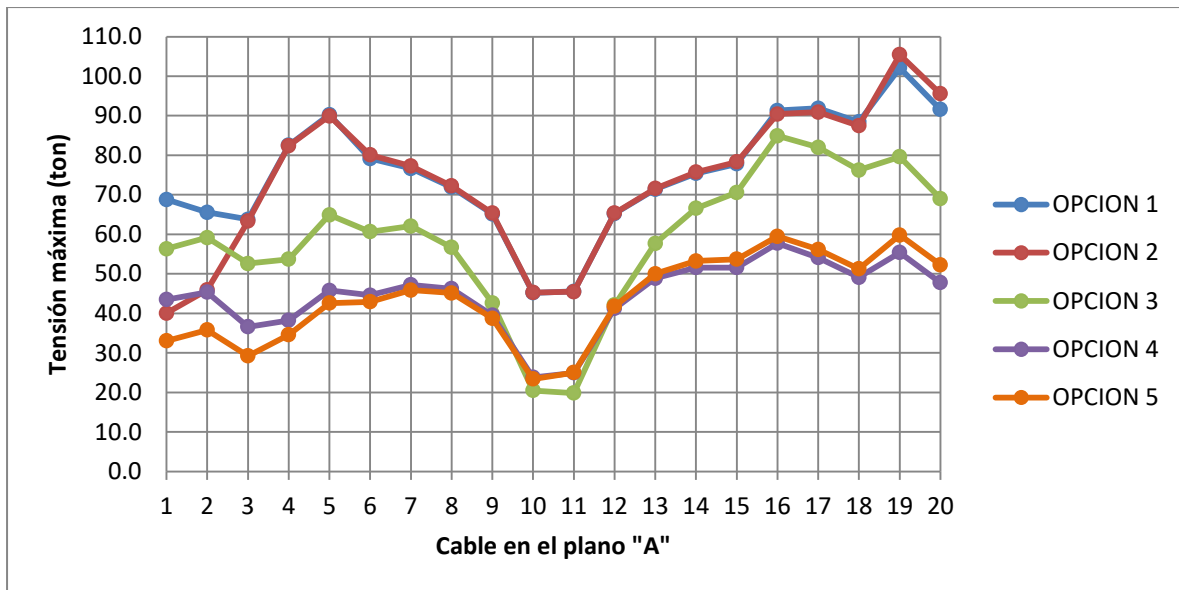


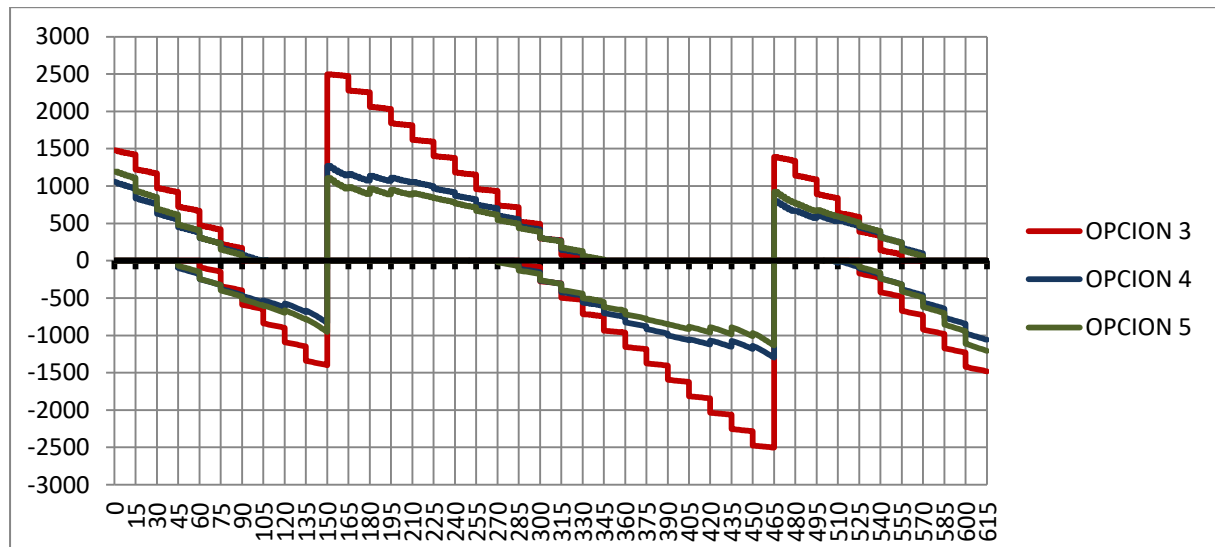
Figura 3.2.6-5: Tensiones en cada cable (Plano "A") para cada sistema estructural.

Comparando las Opciones 1 y 2 (ambas con dos vigas "I"), puede observarse que las tensiones máximas en los cables 1 y 2 son apreciablemente menores en la opción 2. Este hecho se explica a partir del comportamiento de planos inclinados ante cargas excéntricas que se presenta en el acápite 3.1.5: En la Opción 2, cuando se tiene una carga excéntrica en el tramo central, los cables de anclaje (cables 1 en este ejemplo) se tensan por igual en los planos A y B ya que ambos concurren aproximadamente en la punta de la torre, la cual intenta desplazarse longitudinalmente. En la Opción 1, en cambio, cada cable de anclaje se tensa independientemente. Este efecto se observa también en la Tabla 3.2.6-1: Al observar las tensiones en los cables 1 y 2, vemos que para la Opción 1 las tensiones en el plano A son muy superiores a las del plano B (ya que cada plano está conectado a una columna independiente de la torre) mientras que para la Opción 2 las tensiones en los cables 1 son aproximadamente iguales para ambos planos y en los cables 2 las tensiones en ambos planos son más cercanas que para la Opción 1. Para los demás cables, las tensiones son aproximadamente iguales para ambas Opciones 1 y 2.

Puede observarse que las tensiones en los cables de las opciones con vigas cajón (Opciones 3, 4 y 5) son menores que las tensiones de las Opciones 1 y 2, ya que la torsión es tomada por la sección cajón íntegramente en la Opción 3, y parcialmente en las Opciones 4 y 5.

Al comparar las opciones 4 y 5, vemos que no existe una diferencia apreciable entre las tensiones de los cables, excepto en los cables 1 y 2, por el mismo motivo que se explicó al

comparar las tensiones para las Opciones 1 y 2 (planos de cables verticales con 2 columnas independientes versus planos de cables inclinados con una torre en “A”).



**Figura 3.2.6-6:** Diagrama de momentos torsores para cada sistema estructural (t.m).

Como era de esperarse, los momentos torsores en la Opción 3 son mayores ya que no se cuenta con el aporte de los cables. Los momentos torsores máximos (en la ubicación de las torres) se reducen a la mitad cuando los cables en 2 planos aportan rigidez torsional.

Al comparar las Opciones 4 y 5, los momentos torsores no difieren significativamente, pero son ligeramente inferiores en el paño central para la Opción 5, debido a que los planos de cables inclinados con la torre en “A” proporcionan una mayor rigidez torsional en el tramo central, como se explicó en el acápite 3.1.5.

	OPCION 1	OPCION 2	OPCION 3	OPCION 4	OPCION 5
ft (Hz)	0.51	0.94	0.82	1.10	1.25
fv (Hz)	0.32	0.35	0.36	0.37	0.37
ft/fv	1.60	2.67	2.28	2.99	3.38

**Tabla 3.2.6-2:** Frecuencias verticales (fv) y torsionales (ft), y relación ft/fv para cada sistema estructural.

Al comparar las frecuencias de vibración torsionales, vemos que la Opción 1 tiene la menor, ya que cuenta con un tablero torsionalmente débil y dos planos de cables independientes.

Las opciones 2 y 3 tienen rigideces torsionales superiores a la Opción 1. No podría definirse de antemano y la opción 2 será más rígida torsionalmente que la Opción 3 o viceversa, ya que su rigidez a la torsión proviene de dos fuentes distintas: En la Opción 2 del arreglo de cables en planos inclinados, y en la Opción 3 del tablero de sección cajón. En este caso en particular vemos una ligera ventaja por parte de la Opción 2 con respecto a la 3.

Las Opciones 4 y 5 son las de mayor frecuencia torsional porque tanto los cables como la sección cajón aportan a la rigidez torsional. Comparando ambas opciones, la 5 resulta superior porque los cables en planos inclinados con la torre en “A” aportan una mayor rigidez torsional en relación a los planos verticales independiente, como se explicó en el acápite 3.1.5.

Al comparar las frecuencias de vibración torsionales, vemos que éstas no varían significativamente porque la rigidez vertical no depende de forma significativa del arreglo espacial de los cables (en dos planos inclinados ó verticales) ni de la rigidez a la flexión de la viga longitudinal (Ya que ésta es muy flexible a la flexión y su rigidez flexional depende básicamente de la rigidez axial de los cables).

Al comparar las relaciones  $f_t/f_v$ , vemos que la Opción 1 no tendrá una adecuada estabilidad aerodinámica pues el cociente es menor que 2. Las opciones 2 a 5 sí cumplen con tener un cociente mayor que 2, por lo cual en el Capítulo 6 se optó por escoger la Opción 2, ya que se espera tenga un comportamiento aerodinámico adecuado (lo cual deberá comprobarse después mediante ensayos en túneles de viento, como se explica en el Capítulo 5) y el tablero tiene un detallado constructivamente más sencillo que en el caso de las vigas cajón.

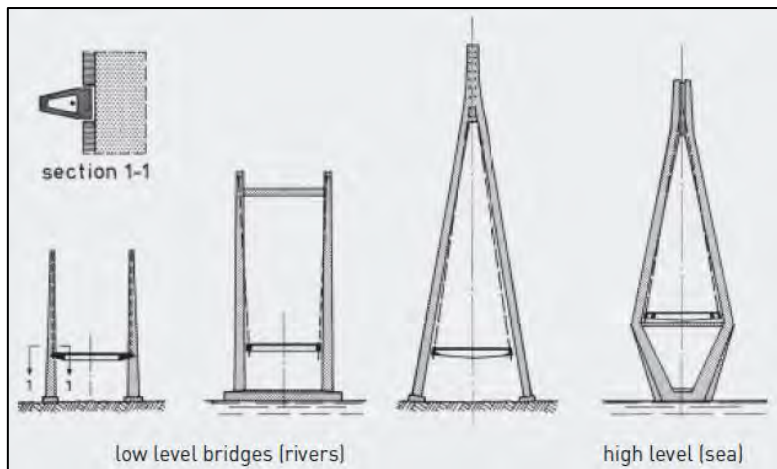
### **3.3. Las torres**

Como explica Svensson, los primeros puentes atirantados solían tener torres de acero, sin embargo, como las torres están sujetas a fuertes compresiones, las torres de concreto son más económicas y por ello son las más ampliamente usadas en la actualidad. Hoy en día, únicamente si las condiciones de cimentación son extremadamente malas y se requieren largos pilotes, se suelen escoger torres metálicas, más ligeras que las de concreto (Svensson, 2012).

Existen distintas formas de torres, cuyas configuraciones básicas se muestran en las Figuras 3.3-1 y 3.3-2 (Tomadas de Svensson, 2012). La elección de la forma de la torre dependerá de la rigidez lateral requerida en la torre y del arreglo espacial de cables escogido.

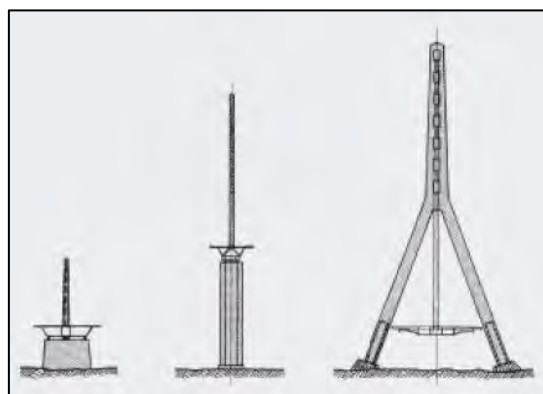
Como se explica en el acápite 4.1, los cables superiores deben tener un ángulo de inclinación con la horizontal de por lo menos  $25^\circ$ . Por ello, mientras mayor sea la luz del puente, mayor deberá ser la altura de la torre, y ésta será más flexible ante cargas transversales.

Las torres utilizadas en puentes de dos planos de cables se muestran en la Figura 3.3-1. Como lo explica Svensson (2012), para puentes de luces cortas o medias, torres con 2 columnas verticales pueden ser suficientes, y si se necesita incrementar su rigidez lateral ambas columnas pueden unirse mediante una viga transversal. Para puentes más largos, Svensson recomienda torres en forma de “A” para incrementar la rigidez torsional del tablero y la rigidez lateral de la torre. Finalmente, cuando el gálibo por debajo del tablero es muy grande, las patas de la torre en forma de “A” deben tener cimentaciones independientes, lo cual puede resultar antieconómico. Por ello, es común que las columnas de la torre en “A” se junten por debajo del tablero para que puedan compartir la misma cimentación (Svensson, 2012).



**Figura 3.3-1:** Formas básicas de torres para dos planos de cables (Tomado de: Svensson, 2012)

Las torres utilizadas en puentes de un único plano de cables se muestran en la Figura 3.3-2. Como lo explica Svensson (2012), para puentes de luces cortas o medias puede utilizarse una única columna centrada, la cual debe diseñarse para que resista el pandeo. Para puentes más largos, deberá utilizarse una torre en “A” con la punta de la torre extendida para hacer espacio a los anclajes de los cables.



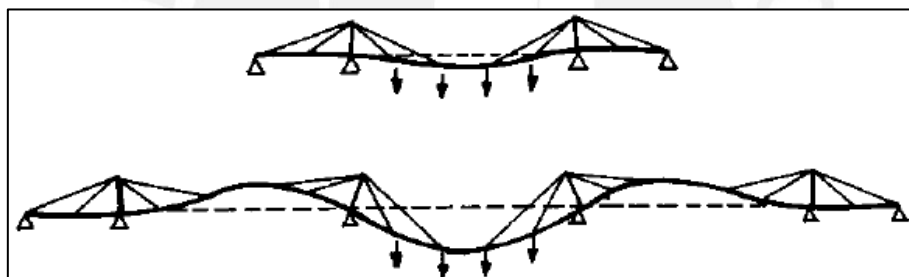
**Figura 3.3-2:** Formas básicas de torres para un único plano de cables (Tomado de: Svensson, 2012)



### 3.4. Puentes de múltiples tramos

Los puentes atirantados tienen por lo general 2 o 3 tramos, de forma tal que los cables superiores de los tramos laterales están conectados sobre la subestructura (Estribos o pilares) y se comportan como cables de anclaje que le brindan rigidez lateral a la punta de las torres.

Por otro lado, los puentes atirantados de múltiples tramos (más de 3 tramos) son lateralmente inestables si se diseñan con las mismas configuraciones de cables y torres que en el caso de los puentes de 3 tramos. Troitsky (1988) presenta la diferencia entre el comportamiento de un puente atirantado de 3 tramos y uno de múltiples tramos, ambos cargados en el paño central, como se ilustra en la Figura 4.2.1. En el caso de un puente típico de 3 tramos, el desplazamiento horizontal del extremo superior de la torre está restringido, ya que el cable del extremo final está anclado en el estribo. Por otro lado, en un puente de múltiples tramos los cables superiores de la torre están anclados a una viga longitudinal flexible, cuya deflexión ascendente permite la rotación de la torre (Troitsky, 1988).



**Figura 3.4-1:** Comportamiento de un puente de 3 tramos (arriba) y uno de múltiple tramos (abajo) antes cargas de gravedad en el paño central (Troitsky, 1988).

En el caso de puentes de paños múltiples, la torre debe tener la rigidez lateral necesaria para evitar desplazamientos laterales excesivos. Lin y Yoda (2017) presentan las alternativas de rigidización lateral que se muestran en la Figura 3.4-2:

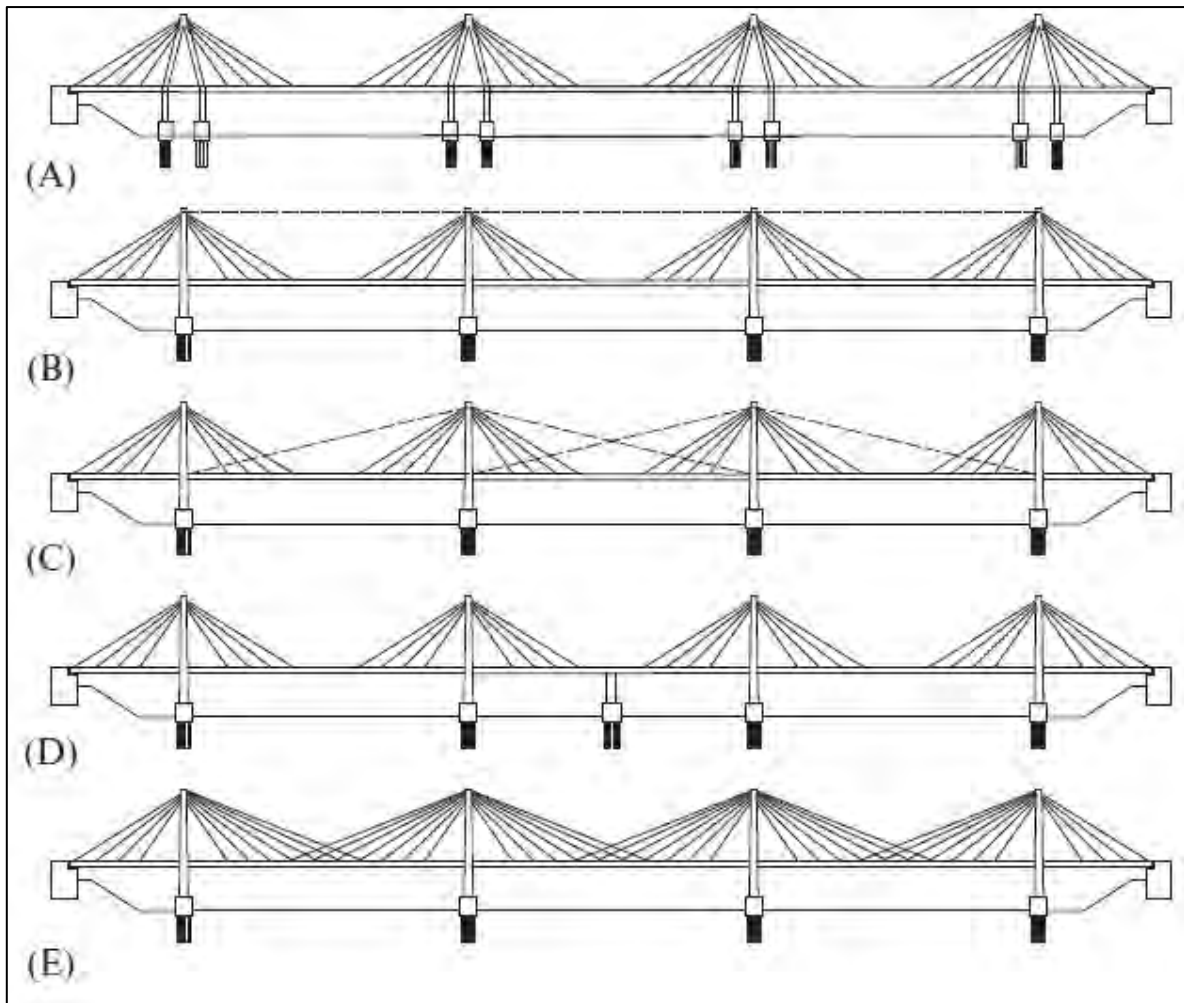
- (A) Torres de alta rigidez lateral. En la Figura se muestran torres en forma de A en el sentido longitudinal, pero también pueden utilizarse torres de gran peralte en el sentido longitudinal. Si bien es cierto que incrementar la rigidez a la flexión del tablero en lugar de las torres también brindaría rigidez lateral al sistema, Lin y Yoda (2017) explican que es menos eficiente porque se incrementaría la carga muerta (Incrementando también el tamaño de los cables, torres y subestructura). Además, Gimsing y Georgakis (2012) explican que para obtener la rigidez necesaria se

necesitaría que el peralte del tablero sea de aproximadamente  $L/40$ , lo cual resulta excesivo para un puente atirantado.

- (B) Cables horizontales anclados en los extremos superiores de las torres. Las fuerzas desequilibrantes se transmiten directamente a los cables superiores de los tramos extremos, los cuales están anclados a la subestructura.
- (C) Cables adicionales que conectan la punta de las torres con los pilares adyacentes al nivel del tablero. Las fuerzas desequilibrantes en cada torre son transmitidas directamente a los pilares adyacentes.
- (D) Pilares adicionales al centro de los paños. Como se observa en la Figura, no es necesario incluir estos pilares adicionales en todos los paños sino que pueden disponerse de forma intercalada. De esta forma, cada segmento de puente comprendido entre 2 pilares adicionales se comporta como un puente tradicional de 3 tramos.
- (E) Inclusión de cables adicionales en la región central de cada paño. Como indican Lin y Yoda (2017) la longitud central en la cual los planos de cables de torres adyacentes se traslapan es de aproximadamente el 20% de la luz del paño. Además, este método permite que el puente mantenga la apariencia esbelta de los puentes atirantados convencionales (Lin y Yoda, 2017).

Gimsing y Georgakis (2012) explican las principales ventajas y desventajas de estas alternativas: En el caso de la rigidización de las torres (Alternativa A) se tiene la ventaja de que permite que el tablero y los cables tengan dimensiones similares a las de los puentes de 3 tramos, pero se tiene la desventaja de que la cimentación deberá incrementarse para que pueda tomar los grandes momentos que se generarán en la base de las torres. En el caso de las alternativas con cables suplementarios, se tiene la ventaja de contar con torres más esbeltas y una cimentación más económica, pero, si las torres son muy altas, los cables adicionales tendrán podrían tener longitudes demasiado largas, lo cual puede ocasionar un pandeo por peso propio excesivo (sag) y podrían necesitarse medidas de mitigación especiales para reducir las oscilaciones aerodinámicas de los cables (Gimsing y Georgakis, 2012).



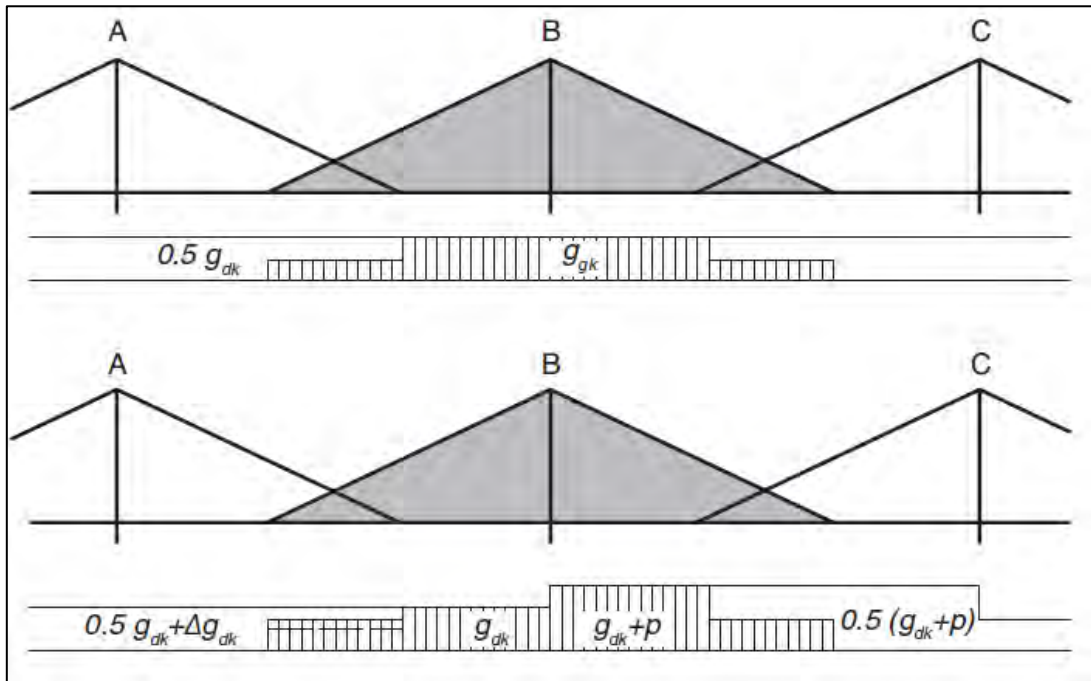


**Figura 3.4-2:** Alternativas de rigidización para puentes de múltiples tramos (Lin y Yoda, 2017).

Para explicar el comportamiento estabilizante de la alternativa E, Ginsing y Georgakis (2012) presentan el esquema de la Figura 3.4-3. Cuando el puente está sometido a cargas muertas únicamente, el plano de cables de cada torre tomará las cargas muertas del tablero  $g_{dk}$  en las regiones adyacentes a la torre, mientras que en las regiones centrales en donde los planos de cables se traslapan, cada plano tomará la mitad del peso del tablero,  $0.5g_{dk}$ .

Cuando el puente esté sometido a la carga muerta más la carga viva en uno de los paños (En la Figura es el paño derecho B-C) el plano de cables en B tiende a rotar en sentido horario, Lo cual disminuye las tensiones en los cables traslapados que llegan a la torre A y aumenta las tensiones en los cables traslapados que llegan a la torre B. Como resultado, en la región de traslape entre los planos de cables de las torres A y B, los cables de B tomarán la mayor parte de la carga muerta, en la Figura representado como  $0.5g_{dk}$  más un diferencial de carga muerta  $\Delta g_{dk}$ . De esta forma, el momento desestabilizante generado por la carga viva a la

derecha de la torre B, es contrarrestado por el momento estabilizante generado por  $\Delta g_{dk}$  a la izquierda de la torre B.



**Figura 3.4-3:** Esquema de cargas axiales en una torre para un sistema con la alternativa “E” (Gimsing y Georgakis, 2012).

En la Figura 3.4-4 se muestra como ejemplo el puente Ting Kau (China). Se trata de un puente de 4 paños de 127 m, 448 m, 475 m, y 127 m; la altura de la torre central es de 201.55 m y las torres laterales tienen alturas de 173.30 m y 164.30 m (Fuente: <https://www.sbp.de/en/project/ting-kau-bridge/>). En este caso, para restringir el movimiento horizontal de la torre central se utilizó la alternativa B.



**Figura 3.4-4:** Puente Ting Kau ([https://en.wikipedia.org/wiki/Ting\\_Kau\\_Bridge](https://en.wikipedia.org/wiki/Ting_Kau_Bridge)).

## 4. PREDIMENSIONAMIENTO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL

### 4.1. Predimensionamiento

#### Peralte de la viga longitudinal y distancia entre puntos de anclaje

Los puentes atirantados más antiguos solían tener pocos cables con puntos de anclaje en la viga muy distanciados. En estos puentes la rigidez a la flexión vertical de las vigas longitudinales debía ser relativamente alta ya que el aporte a la rigidez vertical de los cables era menor y la luz libre del tablero entre puntos de anclaje era mayor. A manera de ejemplo, Svensson (2012) menciona el caso del primer puente atirantado sobre el río Rhine en 1950, en el cual las distancias de los anclajes de los cables en el tablero iban de 40 a 60 m. Para este puente el detallado de los anclajes y la protección contra la corrosión fue difícil, y además se necesitó de tirantes auxiliares durante la construcción (Svensson, 2012).

Los puentes actuales, por el contrario, suelen tener múltiples cables con puntos de anclaje poco espaciados. Svensson (2012) indica que las distancias entre los puntos de anclaje de los cables en el tablero pueden ser de 5 a 15 m, llegando eventualmente a 20 m. Por un lado, esto simplifica el proceso constructivo al no necesitarse tirantes auxiliares para llevar a cabo el proceso por volados sucesivos. Además, esto permite simplificar las conexiones en los anclajes (tensiones en los cables de menor magnitud) y tener tableros más esbeltos cuyo aporte a la rigidez vertical es mínimo en comparación con el aporte del sistema de cables. Es por ello que Troitsky (1988) indica que la influencia de la rigidez de la viga longitudinal en la deflexión total es muy baja y es posible diseñarla con el menor momento de inercia posible. Svensson (2012) indica que es económico escoger un peralte de vigas pequeño, casi independientemente de la luz del vano, teniendo como principal limitante la seguridad contra el pandeo de la viga (Teniendo en cuenta que estarán sometidas a compresiones importantes). Eventualmente, la necesidad de aumentar la rigidez torsional puede ser otro limitante para la elección del peralte.

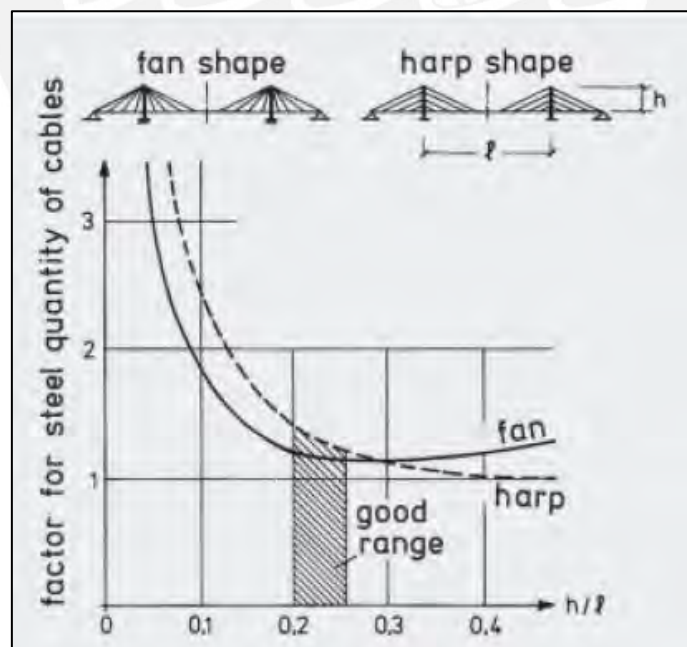
La experiencia indica que el peralte de las vigas de rigidez puede ser 1/100 a 1/200 de la luz del paño principal (Troitsky, 1988).

### Altura de la torre e inclinación óptima de los cables

A medida que el ángulo de inclinación del cable con respecto a la viga de rigidez aumenta, los esfuerzos en el cable disminuyen, así como la sección requerida de la torre. Sin embargo, a medida que la altura de la torre aumenta, la longitud de los cables también aumenta, y por lo tanto aumentan sus deformaciones axiales y también la cantidad de acero por cable. El ángulo de inclinación óptimo de los cables es de  $45^\circ$ , y puede variar entre los límites de  $25^\circ$  a  $65^\circ$  (Troitsky, 1988).

La altura de la torre deberá ser, para sistemas tipo abanico, una altura que permita que el cable más alejado de la torre tenga un ángulo de inclinación mínima de  $25^\circ$ . En sistemas tipo arpa, la altura de la torre deberá ser tal que todos los cables tengan un ángulo de inclinación dentro de los límites establecidos, siendo  $45^\circ$  el valor más óptimo y  $25^\circ$  el valor que dará la altura de torre más baja.

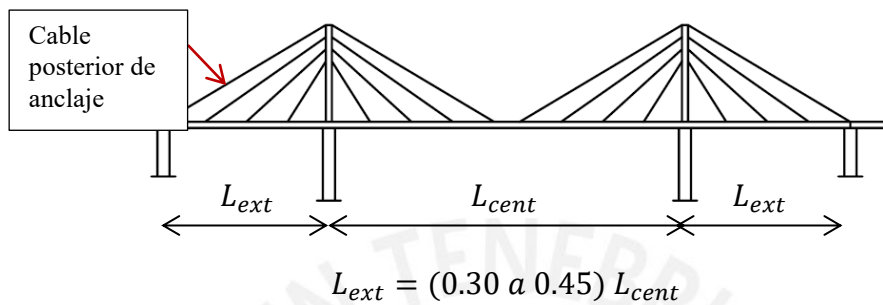
La Figura 4.1-1, tomada de Svensson (2012), presenta un gráfico que relaciona la altura de la torre como fracción de la luz ( $h/l$ ) con la cantidad de acero necesaria en los cables, llegando a la conclusión de que el rango óptimo para la altura de las torres se sitúa entre 0.2 a 0.25 de la luz del paño central.



**Figura 4.1-1:** Relación entre altura de torres y cantidad requerida de acero en los cables (Svensson, 2012)

### Longitud de paños extremos

Svensson (2012) explica que el factor que gobierna la longitud de los paños extremos con respecto al paño central son los esfuerzos (por resistencia y fatiga) a los que estarán sometidos los cables posteriores de anclaje. Esta longitud por lo general se sitúa entre un 30% a 45% de la longitud del paño central.



La máxima tensión del cable posterior de anclaje,  $T_{m\acute{a}x}$ , se da cuando la carga viva se sitúa sólo en el tramo central. Si  $L_{ext}$  es muy pequeño, el cable posterior de anclaje tendrá una tensión máxima excesiva, la punta de la torre tendrá una mayor deflexión lateral y el tramo central del tablero tendrá deflexiones más grandes.

Por otro lado, la mínima tensión del cable,  $T_{m\acute{i}n}$ , se da cuando la carga viva se sitúa sólo en los tramos extremos. Si  $L_{ext}$  es muy grande, la tensión mínima del cable de anclaje puede llegar a cero, en cuyo caso el cable deja de ser efectivo. Gimsing y Georgakis (2012) indican que una relación típica de  $T_{m\acute{i}n}/T_{m\acute{a}x}$  es de alrededor de 0.4.

### Resumen

La Tabla 4.1-1 resume las consideraciones de predimensionamiento previamente explicadas.

Peralte de la viga longitudinal	L/200 a L/100
Distancia entre puntos de anclaje en el tablero	5 a 15 m, eventualmente 20 m
Inclinación de los cables	25° a 65°
Altura de la torre	0.2 a 0.25 de la luz del paño central
Longitud de paños extremos	30% a 45% de la longitud del paño central

**Tabla 4.1-1:** Resumen de consideraciones para el predimensionamiento.

## 4.2. No linealidad geométrica por cambio de curvatura de los cables

### 4.2.1. Descripción del fenómeno

Cuando un cable se encuentra apoyado en sus puntos extremos, éste pandeo debido a su peso propio, y dicho pandeo depende de la magnitud de la tensión con la cual el cable es tirado en sus extremos (Chatterjee, 2003).



Figura 4.2-1: Curvatura de un cable en el puente Stonecutters (Gimsing y Georgakis, 2012)

Cuando un cable es tirado de sus extremos, éste tendrá una deformación axial que depende de su rigidez axial lineal ( $EA/L$ ) y una deformación adicional debido a la disminución de su curvatura. La disminución de la flecha, con su consecuente deformación axial adicional, dependen de las tensiones inicial y final del cable.

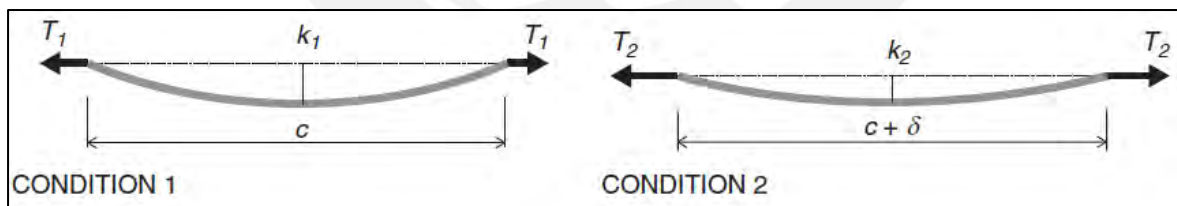


Figura 4.2-2: Estiramiento con cambio de curvatura (Gimsing y Georgakis, 2012)

El fenómeno de estiramiento con cambio de curvatura se muestra en la Figura 4.2-2, tomada de Gimsing y Georgakis (2012). Antes de la aplicación de la fuerza, el cable tiene una tensión  $T_1$ , una flecha  $k_1$  y una longitud  $c$ . Después de la aplicación de la fuerza, la tensión del cable aumenta a  $T_2$ , la flecha disminuye a  $k_2$  y la longitud aumenta a  $c + \delta$ . El estiramiento  $\delta$  se obtiene como la suma del estiramiento elástico ( $T \cdot c / EA$ ) más el estiramiento por la disminución de la flecha  $k$ .



Esto implica que mientras menores sean las tensiones en el cable al aplicársele la fuerza, mayor será la curvatura y por lo tanto el cable tendrá una deformación por cambio de curvatura significativa, adicional al estiramiento elástico determinado por  $EA/L$ . Por el contrario, mientras mayor sea la tensión del cable, su comportamiento será cada vez más similar al de una barra recta, por lo cual al aplicársele una determinada fuerza su deformación axial dependerá en mayor medida de su rigidez axial lineal ( $EA/L$ ) y su deformación por cambio de curvatura será menor o incluso despreciable.

#### 4.2.2. Deducción del módulo de elasticidad equivalente

El fenómeno previamente descrito puede representarse realizando el análisis estructural considerando un módulo de elasticidad equivalente para los cables, que dependa de la magnitud de la tensión a la que están sometidos. De esta forma, mientras menor sea la tensión aplicada en los cables, menor será el módulo de elasticidad equivalente y por ende mayores serán las deformaciones axiales. El desarrollo de las expresiones para determinar el módulo de elasticidad equivalente es presentado por diversos autores. A continuación se muestra el desarrollo tal cual es presentado por Chatterjee (2003):

- Primero, se muestra la expresión de la flecha central suponiendo que el cable sigue una forma parabólica:

$$f = \frac{wL^2}{8H} = \frac{\gamma C^2}{8\sigma}$$

Donde:

$f$  = Flecha vertical

$w$  = Peso del cable por unidad de longitud

$L$  = Longitud horizontal (proyectada) entre puntos de anclaje del cable

$H$  = Componente horizontal de la tensión del cable

$\gamma$  = Peso por unidad de volumen del material del cable

$C$  = Longitud recta inclinada entre puntos de anclaje del cable

$\sigma$  = Esfuerzo de tensión del cable

Si bien es cierto que la forma del cable es una catenaria y no una parábola, el error que se comete al suponer la forma parabólica al calcular el módulo de elasticidad equivalente resulta insignificante. Gimsing y Georgakis (2012) explican que este error se encuentra entre el 1% y

2%, y dado que el módulo de elasticidad del material del cable difícilmente se conoce con una precisión mayor al 2-3%, asumir la forma parabólica es apropiado para fines prácticos.

- Debido a la flecha, la longitud curva del cable es mayor que la longitud recta en una longitud igual a:

$$\frac{8f^2}{3L\sec^3\theta}$$

Donde:

$\theta =$  Ángulo del cable con la horizontal.

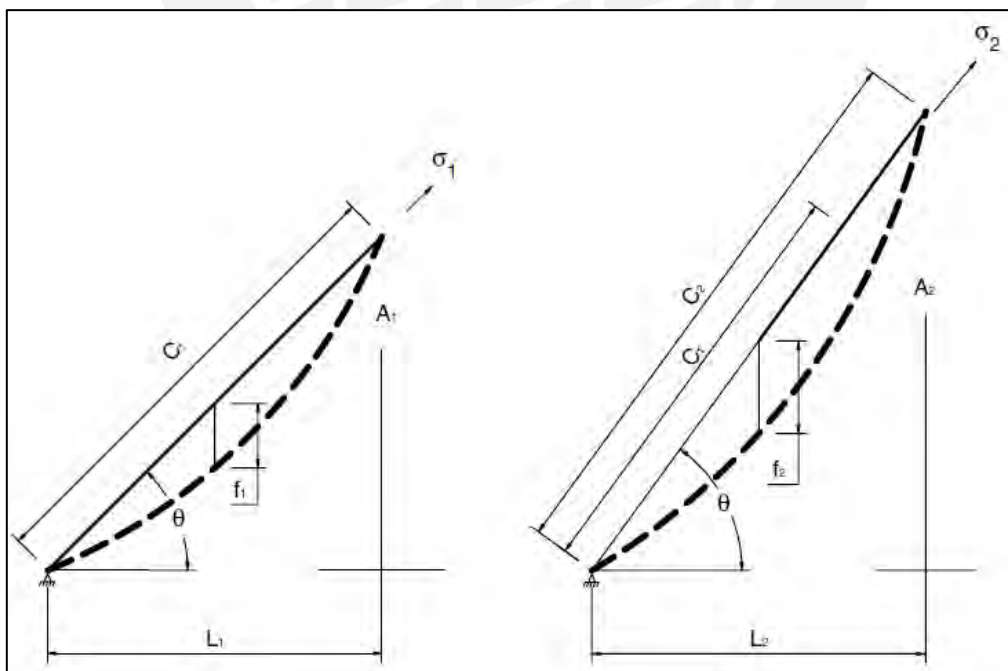
- La longitud curva total del cable es:

$$C + \frac{8f^2}{3C\sec^2\theta}$$

- Considerando la convención presentada en la Figura 4.2-3, se tienen las longitudes de los arcos  $A_1$  y  $A_2$  antes los esfuerzos  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$ :

$$A_1 = C_1 + \frac{8}{3} \left[ \frac{\gamma C_1^2}{8\sigma_1} \right]^2 \cdot \frac{\cos^3\theta}{L_1}$$

$$A_2 = C_2 + \frac{8}{3} \left[ \frac{\gamma C_2^2}{8\sigma_2} \right]^2 \cdot \frac{\cos^3\theta}{L_2}$$



**Figura 4.2-3:** Convención de símbolos para la geometría del cable antes los esfuerzos  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$  (Chatterjee, 2003)

- El estiramiento de la cuerda (recta entre puntos de anclaje) es:

$$C_2 - C_1 = A_2 - A_1 + \frac{\gamma^2 \cos^3 \theta}{24} \left[ \frac{C_1^4}{\sigma_1^2 L_1} - \frac{C_2^4}{\sigma_2^2 L_2} \right]$$

- $A_2 - A_1$  es el estiramiento elástico del cable de longitud inicial  $A_1$  debido a un incremento de esfuerzo de  $\sigma_1$  a  $\sigma_2$ , y por lo tanto  $A_2 - A_1 = (\sigma_2 - \sigma_1)A_1/E$ . Luego, dividiendo cada término entre  $C_1$ :

$$\frac{C_2 - C_1}{C_1} = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)}{E} \cdot \frac{A_1}{C_1} + \frac{\gamma^2 \cos^3 \theta}{24} \left[ \frac{C_1^3}{L_1 \sigma_1^2} - \frac{C_2^4}{C_1 L_2 \sigma_2^2} \right]$$

- Que es aproximadamente igual a:

$$\frac{C_2 - C_1}{C_1} = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{E} + \frac{\gamma^2 L^2}{24} \left[ \frac{1}{\sigma_1^2} - \frac{1}{\sigma_2^2} \right]$$

- $(C_2 - C_1)/C_1$  es la deformación unitaria de la cuerda recta que une los extremos del cable, debido al incremento de esfuerzo  $(\sigma_2 - \sigma_1)$ . El módulo de elasticidad secante se define como la razón entre el diferencial de esfuerzo  $(\sigma_2 - \sigma_1)$  y la deformación unitaria:

$$E_{sec} = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)C_1}{(C_2 - C_1)} = \frac{E}{\left[ 1 + \frac{E\gamma^2 L^2}{24} \cdot \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{\sigma_1^2 \sigma_2^2} \right]} \dots (Ec. 4.2.1)$$

Cuando el incremento de esfuerzo es muy pequeño en relación con el esfuerzo inicial  $\sigma_1$ , entonces  $\sigma_2 \cong \sigma_1$ , con lo cual se define el módulo de elasticidad tangente reemplazando  $\sigma_2$  por  $\sigma_1$ :

$$E_{tan} = \frac{E}{\left[ 1 + \frac{E\gamma^2 L^2}{12\sigma_1^3} \right]} \dots (Ec. 4.2.2)$$

Donde:

$E_{tan}$  = Módulo de elasticidad tangente

$E_{sec}$  = Módulo de elasticidad secante

$E$  = Módulo de elasticidad real

$\gamma$  = Peso específico del material del cable

$L$  = Distancia horizontal entre los extremos del cable

$\sigma_1, \sigma_2$  = Esfuerzos de tensión inicial y final en el cable

El módulo de elasticidad tangente (Ec. 4.2.2) provee resultados muy aproximados al módulo de elasticidad secante cuando el valor de  $\sigma_1$  es relativamente alto (es decir, el cable tiene una flecha inicial pequeña) y el valor de  $\sigma_2$  es relativamente bajo en relación con  $\sigma_1$ . Esto ocurre, por ejemplo al analizar el puente por carga vehicular, cuando la carga vehicular es pequeña en relación con la carga muerta. Cuando el caso de análisis difiere de las condiciones mencionadas, el módulo tangente deja de ser preciso.

Dado que el módulo de elasticidad equivalente depende de la tensión a la que está sometido el cable, el análisis es no lineal y debe realizarse en el orden de aplicación de las cargas. Por ejemplo para analizar las solicitaciones por carga viva deben conocerse primero los esfuerzos iniciales  $\sigma_1$  en los cables generados por la carga muerta. El proceso de análisis es además iterativo, pues sólo se conoce de antemano los esfuerzos iniciales  $\sigma_1$  mas no los esfuerzos finales  $\sigma_2$ , los cuales dependerán del valor del módulo de elasticidad equivalente introducido en el modelo estructural.

#### 4.2.3. Análisis iterativo con el módulo de elasticidad equivalente

A continuación se describe el proceso de análisis iterativo a seguir cuando el tablero es sometido a una carga  $w$  (Por ejemplo, una carga viva), el cual se muestra esquemáticamente en la Figura 4.2.3-1. Un proceso similar debe hacerse para realizar el análisis de las otras solicitaciones a las que estará sometido el puente:

- 1) Los valores de  $\sigma_1$  son valores predeterminados. En el caso de la carga muerta, los cables son tensados durante su instalación para que la deflexión de los puntos de anclaje sea nula, por lo cual las tensiones por carga muerta son valores conocidos. La metodología para hallar estas cargas de tensado se muestran en el acápite 4.4.3.
- 2) Asumir un valor de módulo de elasticidad equivalente. Dado que no se conoce  $\sigma_2$ , puede asumirse el módulo de elasticidad tangente para cada cable

$$E_{tan} = \frac{E}{\left[1 + \frac{E\gamma^2 L^2}{12\sigma_1^3}\right]}$$

- 3) Con el valor de  $E$  equivalente asumido, realizar el análisis estructural aplicando la carga  $w$ . Se calculan los esfuerzos en los cables generados únicamente por esta carga, denominados  $\Delta\sigma$ . Luego, el valor de  $\sigma_2$  será:

$$\sigma_2 = \sigma_1 + \Delta\sigma$$

4) Con el valor de  $\sigma_2$ , se calcula el módulo de elasticidad secante para cada cable:

$$E_{sec} = \frac{E}{\left[1 + \frac{E\gamma^2 L^2}{24} \cdot \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{\sigma_1^2 \sigma_2^2}\right]}$$

5) Si el  $E_{sec}$  es aproximadamente igual al valor del módulo de elasticidad asumido en el Paso 2, se da por concluido el análisis. De lo contrario, debe regresarse al Paso 2 y asumir un nuevo valor de E equivalente para cada cable. En cada nueva iteración puede empezarse el Paso 2 con el valor de  $E_{sec}$  calculado previamente en el Paso 4.

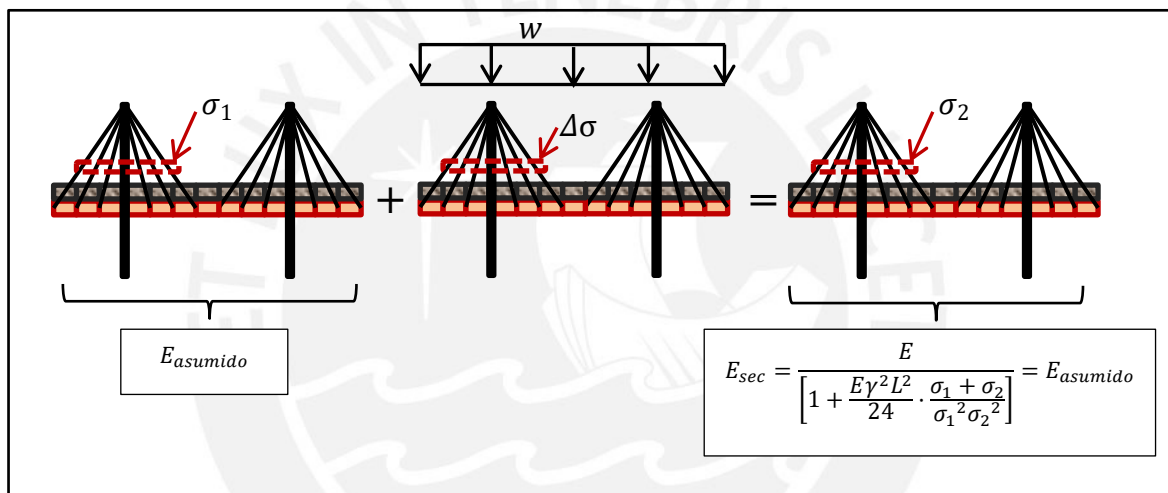


Figura 4.23-1: Proceso iterativo a seguir para realizar el análisis por carga viva.

El acápite 4.4.2 explica el procedimiento de análisis iterativo con el módulo de elasticidad equivalente a seguir para el análisis de la secuencia constructiva.

El ejemplo de diseño del Capítulo 6 muestra los procedimientos de análisis para cada sollicitación, tanto para el proceso constructivo como para el estado en servicio, con el proceso iterativo descrito en este acápite.

Alternativamente, el programa SAP2000 contiene una herramienta denominada “Cable” que, a diferencia de la herramienta “frame”, permite realizar un análisis no lineal que tome en cuenta el cambio de curvatura de los cables de forma automatizada. El Anexo 1 muestra un análisis comparativo en el programa SAP2000 utilizando la herramienta “Cable” y la herramienta “Frame” con módulo de elasticidad equivalente.

### 4.3. No linealidad geométrica por efectos P-Delta

Las solicitaciones en las torres y en el tablero pueden tener aumentos debido a efectos P-Delta, ya que ambos están sujetos a compresiones importantes y pueden estar compuestos por elementos relativamente esbeltos. En la actualidad, los programas computacionales de análisis estructural permiten considerar los efectos P-Delta, por lo cual su inclusión en el análisis ha dejado de ser una limitación.

La AISC ha establecido 2 elementos de referencia para verificar si el método de análisis llevado a cabo por el programa computacional a utilizar cumple con los requerimientos de un análisis de segundo orden riguroso. Los 2 elementos de referencia son: Una torre en voladizo y una viga con apoyos articulados en sus extremos, ambos sujetos a cargas de compresión P y a las cargas flexionantes V y w como se muestra en la Figura 4.3-1.

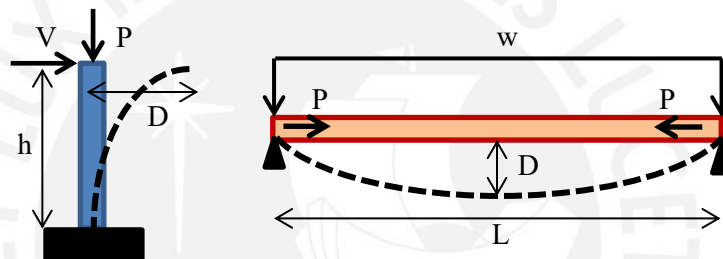


Figura 4.3-1: Torre en voladizo y viga con apoyos articulados, sujetos a efectos P-Delta.

Las expresiones para momentos y deflexiones amplificados por efectos P-Delta mostrados a continuación se obtuvieron de los comentarios del Apéndice 7 de ANSI/AISC 360 Specification for Structural Steel Buildings. Estas ecuaciones son las soluciones obtenidas de ecuaciones diferenciales rigurosas. Los términos entre corchetes son los factores de amplificación de los momentos y deflexiones obtenidos del análisis lineal.

- Para la torre en volado:

$$M_{base} = Vh \left[ \frac{\tan \alpha}{\alpha} \right] , \quad \alpha = \sqrt{\frac{PL^2}{EI}} \quad \dots (Ec. 4.3.2.2)$$

$$D = \frac{Vh^3}{3EI} \left[ \frac{3(\tan \alpha - \alpha)}{\alpha^3} \right]$$

- Para la viga biarticulada:

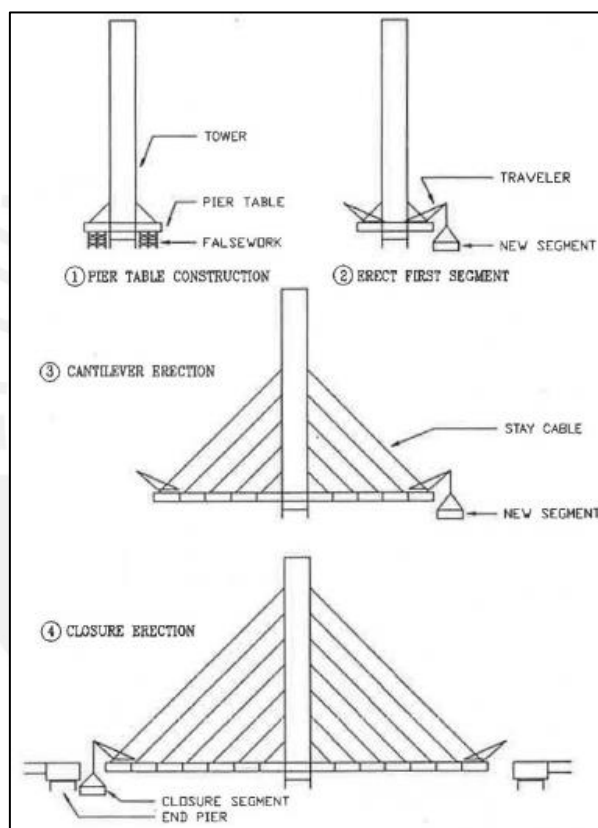
$$M_{m\acute{a}x} = \frac{wL^2}{8} \left[ \frac{2(\sec \mu - 1)}{\mu^2} \right] , \quad \mu = \sqrt{\frac{PL^2}{4EI}}$$

$$D = \frac{5wL^4}{384EI} \left[ \frac{12(2\sec \mu - \mu^2 - 2)}{5\mu^4} \right]$$

#### 4.4. Análisis de la secuencia constructiva por voladizos

##### 4.4.1. Descripción del proceso constructivo por voladizos

El método constructivo más utilizado para los puentes atirantados es el proceso secuencial por voladizos sucesivos, en donde la superestructura es instalada por segmentos y luego soportada por cables nuevos que se instalan en cada etapa constructiva. Dado que no se necesitan soportes auxiliares para la construcción por voladizos, puede ahorrarse mucho tiempo y costos constructivos (Wang, Tang y Zheng, 2004).



**Figura 4.4.1-1:** Esquema del proceso constructivo por voladizos (Kaspar y Rowings, 1991)

Este proceso se muestra de forma esquemática en la Figura 4.4.1-1 y consta de los siguientes pasos:

- a. *Construcción de los pilares y las torres.* La Figura 4.4.1-2, tomada de Svensson (2012) muestra la construcción de las torres del Puente Baytown.





**Figura 4.4.1-2:** Construcción de las torres del Puente Baytown (Svensson, 2012)

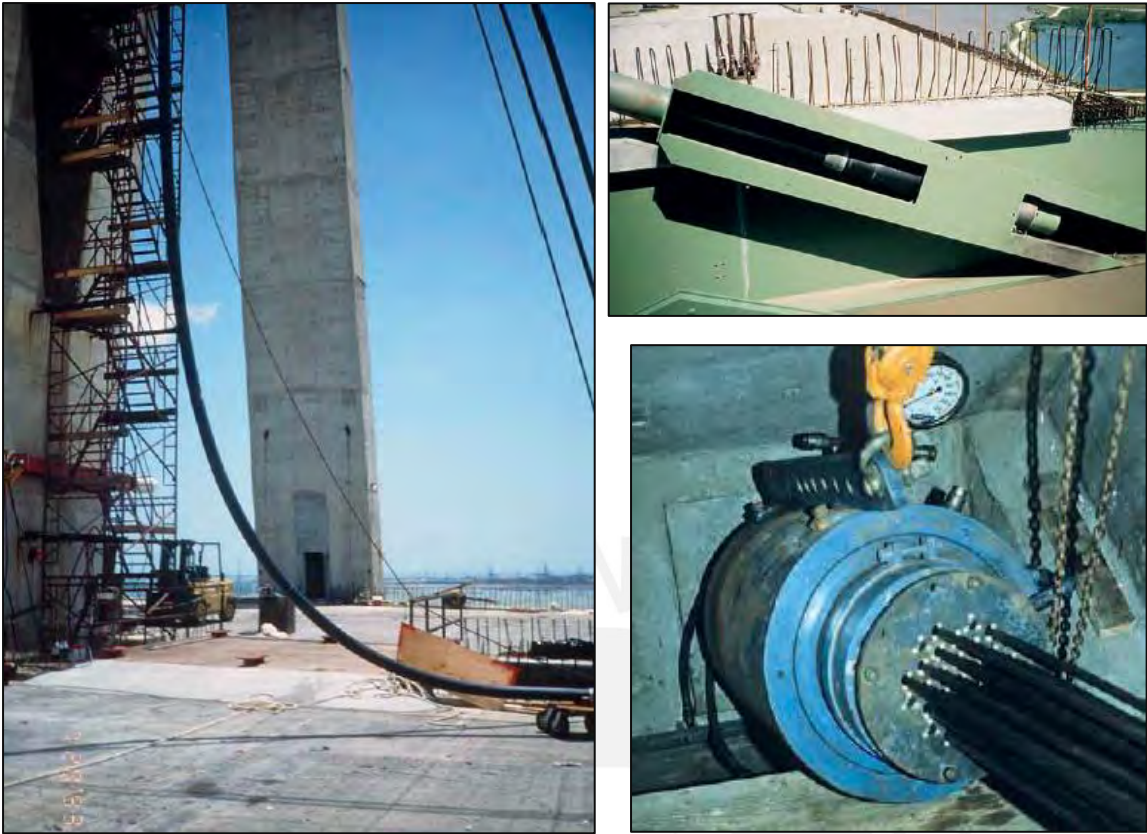
- b. *Colocación de los segmentos de vigas metálicas.* Todos los segmentos típicos serán izados mediante una grúa flotante ubicada sobre el espejo de agua ó una grúa móvil ubicada sobre el mismo tablero. En cada etapa constructiva el segmento de viga nueva se unirán con el ya existente y tendrá un comportamiento de viga en voladizo. En el caso particular de los primeros segmentos de vigas metálicas, generalmente se utiliza algún sistema de encofrado o soporte adicional, ya que las primeras vigas no cuentan con ningún cable y sin una estructura de soporte auxiliar el sistema sería inestable. La Figura 4.4.1-3, tomada de Svensson (2012) muestra la instalación de los segmentos de viga metálica del puente Baytown. La imagen izquierda muestra la instalación de las primeras vigas, para las cuales se usaron grúas de torre para su izaje. En la imagen derecha se muestra la instalación de un segmento típico de viga metálica, los cuales fueron instalados con grúas móviles ubicadas sobre el tablero.



**Figura 4.4.1-3:** Instalación de los segmentos de vigas metálicas del Puente Baytown (Svensson, 2012)

- c. *Colocación y tensado de cables.* Después de la instalación de cada segmento de viga metálica, se anclan los cables en la punta de los segmentos y en la torre, y se les aplica las cargas de tensado previamente calculadas para llegar al perfil de tablero requerido. La Figura 4.4.1-4, tomada de Svensson (2012) muestra la instalación y tensado de los cables del Puente Baytown.
- d. *Instalación de paneles de concreto prefabricado.* Los paneles son colocados después del tensado de los cables de cada segmento, y luego las juntas entre paneles son vaciadas en sitio. Un detalle típico de juntas se muestra en la Figura 3.2.1-2. Después de la fragua de las juntas vaciadas en sitio, se procede a la instalación de las vigas metálicas en voladizo del siguiente segmento. La Figura 4.4.1-5, tomada de Svensson (2012) muestra la instalación de los paneles de concreto prefabricado y el llenado de juntas con concreto vaciado en sitio para el Puente Baytown.





**Figura 4.4.1-4:** Puente Baytown: Izaje de cables para su instalación (izq.), anclaje fijo de cables en el tablero (der., arriba) y tensado de cables al interior de la torre (der., abajo) (Svensson, 2012)



**Figura 4.4.1-5:** Puente Baytown: Instalación de paneles de concreto prefabricado (izq.), junta entre paneles (der., arriba) y vaciado de concreto vaciado en sitio en las juntas (der., abajo) (Svensson, 2012)

- e. *Instalación de los segmentos de cierre.* En el caso de los tramos extremos del puente, se trata de la instalación de los segmentos extremos que se unen a los estribos o a los pilares extremos. En el caso del tramo central, se trata del segmento que une ambas mitades del tablero del tramo central, cada mitad proyectada de una torre distinta. La Figura 4.4.1-6, tomada de Svensson (2012) muestra el izaje de un segmento de viga extremo y la instalación del segmento de vigas centrales.



**Figura 4.4.1-6:** Puente Baytown: Izaje de segmento extremo de viga, la cual se une a los pilares extremos y en la cual se colocan los cables posteriores de anclaje (arriba) y colocación del tramo de cierre central (abajo) (Svensson, 2012)

En el procedimiento previamente descrito, primero se izan los segmentos de vigas metálicas, luego se instalan y tensan los cables y finalmente se instalan los paneles de concreto prefabricados. Alternativamente, la losa puede vaciarse previamente sobre las vigas metálicas en el taller de montaje, para finalmente izar e instalar los segmentos de vigas con losa de concreto previamente ensamblados. Sin embargo, este procedimiento es menos eficiente porque los segmentos que se deben izar son mucho más pesados y la fuerza de tensado que se debe de aplicar durante la instalación de los cables será mayor.



#### 4.4.2. Análisis estructural “hacia atrás”

En el análisis “hacia atrás”, el análisis comienza con la estructura completa en su estado final por carga muerta, con todos los cables tensados de forma tal que los puntos de anclaje de los cables en el tablero tengan una deflexión nula y el perfil del tablero esté horizontal. Una vez que se tengan definidas las tensiones en los cables para que el tablero tenga el perfil horizontal, se debe “desmantelar” la estructura, es decir, retirar los cables y los segmentos de tablero uno a uno, en el orden inverso al proceso constructivo. El método para determinar las tensiones de los cables para el perfil final horizontal requerido, se muestra en el acápite 4.4.3.

El análisis “hacia atrás” debe considerar además la no linealidad por cambio de curvatura de los cables, la cual se puede representar a partir de una reducción en el módulo de elasticidad de los cables, como se explica en el acápite 4.2.

El procedimiento de análisis iterativo descrito en el acápite 4.2.3 debe aplicarse también al análisis del proceso constructivo. Existen 3 procesos de desmantelamiento que deben analizarse, los cuales se listan a continuación en el orden inverso a su construcción:

- 1) Retiro de panel de losa prefabricada: Los valores de  $\sigma_1$  corresponden a las tensiones de los cables justo antes del retiro de los paneles, los valores de  $\Delta\sigma$  corresponden a las fuerzas generadas en los cables al aplicar el peso de los paneles a retirar en forma ascendente (Se generan fuerzas de compresión en los cables), y los valores de  $\sigma_2$  corresponden a  $\sigma_1 + \Delta\sigma$  (Figura 4.4.2-1).

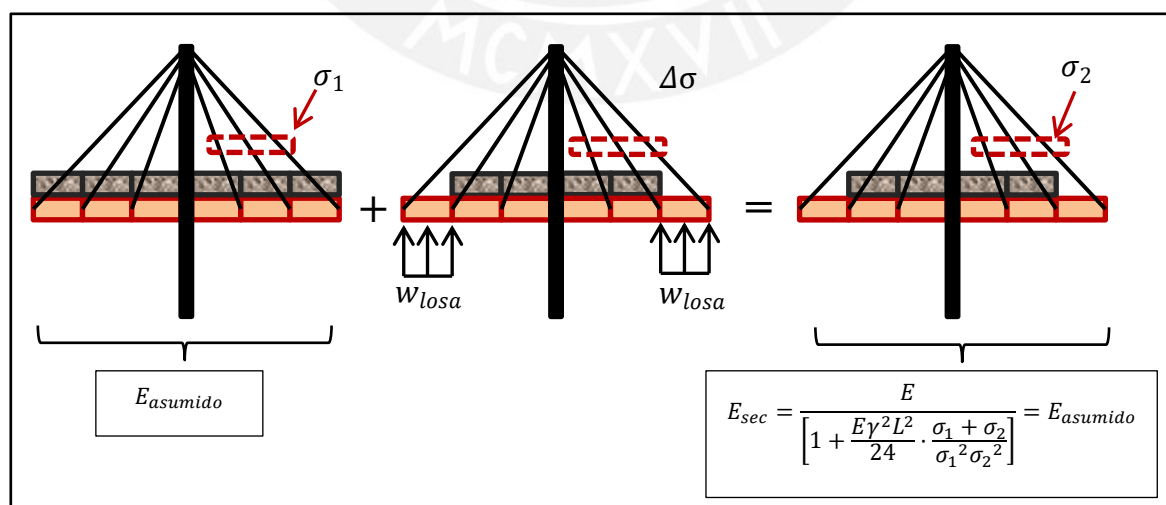


Figura 4.4.2-1: Proceso iterativo para analizar el retiro de los paneles de concreto.

- 2) Retiro de cables: Los valores de  $\sigma_1$  corresponden a las tensiones de los cables justo antes del retiro de cables, los valores de  $\Delta\sigma$  corresponden a las fuerzas en los cables al aplicar una fuerza en sentido contrario a la tensión en los cables a retirar, y los valores de  $\sigma_2$  corresponden a  $\sigma_1 + \Delta\sigma$  (Figura 4.4.2-2).

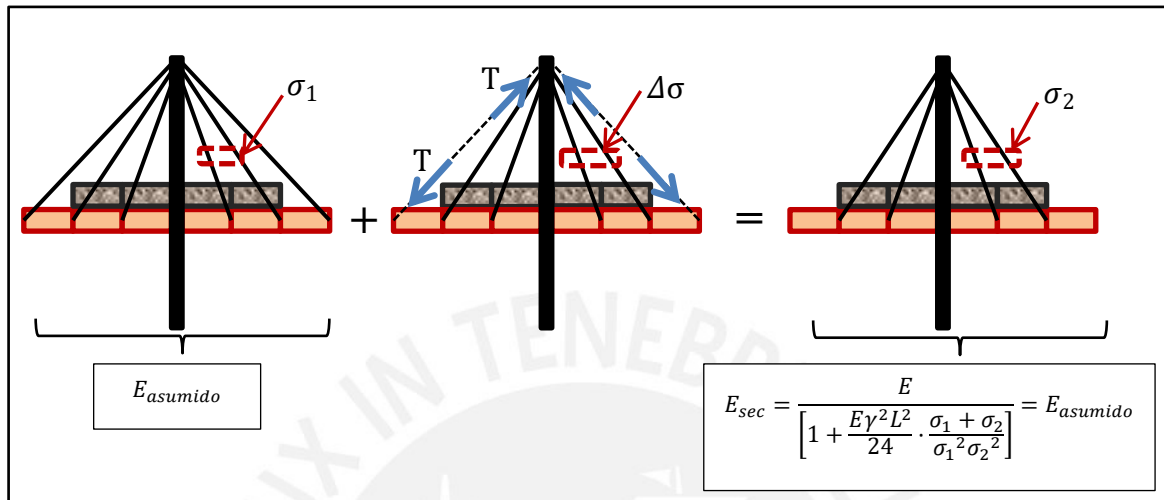


Figura 4.4.2-2: Proceso iterativo para analizar el retiro de cables.

- 3) Retiro de vigas metálicas: Los valores de  $\sigma_1$  corresponden a las tensiones de los cables justo antes de retirar las vigas metálicas, los valores de  $\Delta\sigma$  corresponden a las fuerzas en los cables al aplicar el peso de las vigas metálicas a retirar en forma ascendente (Se generan fuerzas de compresión en los cables), y los valores de  $\sigma_2$  corresponden a  $\sigma_1 + \Delta\sigma$  (Figura 4.4.2-3).

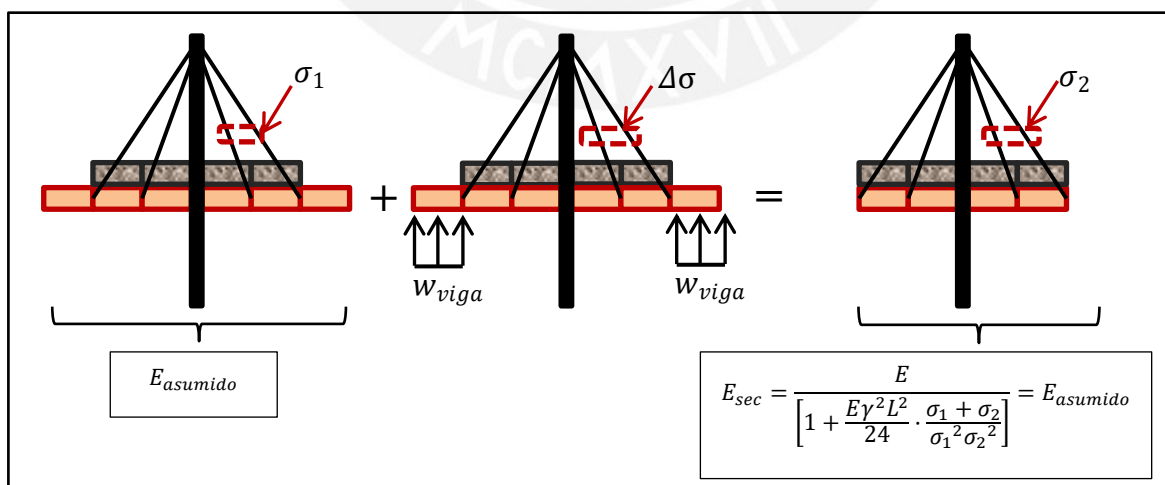


Figura 4.4.2-3: Proceso iterativo para analizar el retiro de vigas metálicas.

### 4.4.3. Determinación de las tensiones para el perfil geométrico final

Para determinar las fuerzas de tensado, los puntos de control en los cuales se evaluarán los desplazamientos suelen ser los puntos de anclaje de los cables en el tablero. Recupero, Longo y Granata (2016) proponen determinar de las fuerzas de tensado utilizando una matriz de influencia y la representan mediante  $D_K$ . Esta matriz se obtiene al aplicar fuerzas de tensado unitarias en cada cable y evaluando los desplazamientos en los puntos de control debido a cada fuerza unitaria por separado. Al vector de desplazamientos de los puntos de control debido a las fuerzas finales de tensado lo representan por  $d^*_K$ , al vector de fuerzas finales de tensado por  $F_K$  y al vector de desplazamientos en los puntos de control debido a la carga muerta por  $d^0_K$  (Recupero et. al, 2016) de forma tal que el vector  $d^*_K$  se establece como:

$$d^*_K = D_K \cdot F_K + d^0_K$$

Despejando el vector  $F_K$ :

$$F_K = D_K^{-1}(d^*_K - d^0_K)$$

Si el control de desplazamientos considera desplazamientos nulos en los puntos de control (perfil geométrico horizontal),  $d^*_K$  será un vector de ceros y  $F_K$  quedaría definido por:

$$F_K = D_K^{-1}(-d^0_K) \dots (Ec. 4.4.3)$$

En el método de análisis “hacia atrás”, el análisis empieza con la determinación de las tensiones en todos los cables para que el tablero tenga un perfil horizontal, de forma que la matriz  $D_K$  sería de  $N \times N$  y el vector  $F_K$  sería de  $N \times 1$ , donde  $N$  es el número total de cables.

En el ejemplo de diseño del Capítulo 6, se muestra la determinación de las tensiones en los cables para lograr el perfil horizontal del tablero, y las tensiones en los cables para cada etapa constructiva, calculadas realizando el análisis “hacia atrás”.

## 4.5. Análisis sísmico

### 4.5.1. Análisis modal-espectral

Como lo explican Walther, Houriet, Isler, Moia y Klein (2003), una característica de los puentes atirantados es el hecho de ser muy flexibles, teniendo periodos naturales del orden de 1 a 3 segundos, lo cual hace que la respuesta de estos puentes se encuentre en el lado derecho



del espectro de respuesta, por lo cual en teoría estos puentes son poco sensibles a las excitaciones sísmicas. Los principales problemas se generan debido a las aceleraciones horizontales. Las componentes verticales son soportadas por los pilares y los cables, mientras que el tablero está suspendido en múltiples apoyos que previenen deformaciones locales importantes que sobrepasen los límites elásticos del tablero (Walther et al., 2003).

La viga longitudinal debe discretizarse en todos los puntos de conexión de los cables. Dado que el análisis modal contemplará los grados de libertad correspondientes a éstos puntos de discretización, existirán modos verticales y transversales correspondientes a la vibración de la viga como un elemento de masa continua.

#### Criterios de combinación modal

El criterio de combinación modal recomendado es el CQC (Combinación cuadrática completa). No es recomendable utilizar el método de la suma de los valores absolutos ni el criterio de la raíz de la suma de los cuadrados (SRSS), ya que el primero es demasiado conservador (al asumir que todos los valores modales máximos ocurren al mismo tiempo) y el segundo sólo provee resultados satisfactorios para periodos de vibración alejados (Aviram et al., 2008). El criterio CQC provee resultados satisfactorios tanto para estructuras de periodos bien espaciados como para estructuras de periodos cercanos (Aviram et al., 2008).

#### Combinación de solicitaciones obtenidas de análisis ortogonales

La AASHTO especifica que las solicitaciones sísmicas elásticas obtenidas de los análisis en las direcciones longitudinal y transversal del puente, deben combinarse considerando el 100% de las solicitaciones obtenidas en el análisis longitudinal más el 30% de las solicitaciones obtenidas en el análisis transversal, y viceversa. En el caso de un puente curvo, la dirección longitudinal puede tomarse como la cuerda que une los dos estribos (AASHTO, 2012). El número de modos de vibración a considerar en el análisis deberá ser suficiente para que la masa participativa acumulada en cada dirección sea por lo menos del 90%.

Las aceleraciones verticales no son significativas en el diseño de los elementos estructurales, pero en algunos casos sí pueden generar un incremento de las solicitaciones en las conexiones entre el tablero y la subestructura. La Guía de Diseño de Puentes Atirantados de la ASCE recomienda incluir el efecto de la aceleración vertical, tomado como 2/3 de la aceleración horizontal, en el diseño de las conexiones entre la superestructura y la subestructura. El Manual de Referencia de Análisis y Diseño Sísmico de Puentes de la FHWA indica, al igual

que la ASCE, que se puede considerar un espectro de aceleraciones verticales correspondiente a 2/3 del espectro de aceleraciones horizontales, a excepción de estructuras con periodos muy cortos (menores que 0.15 s) o muy cercanas a fallas activas (menos de 50 km). Para incluir el efecto de las aceleraciones verticales en simultaneidad con las horizontales, las especificaciones ASCE para cargas de diseño en estructuras que no son edificios establece el criterio de combinación de 100% en la dirección horizontal de análisis, más el 30% en la dirección horizontal perpendicular, más el 30% en la dirección vertical.

Alcance del método modal-espectral

Los resultados provenientes del análisis modal-espectral proporcionan resultados razonables para la determinación de la respuesta de los elementos estructurales en el rango elástico (Aviram et al., 2008), y pueden ser utilizados para el diseño de los elementos estructurales modificando la demanda sísmica elástica mediante los factores de modificación R presentados en la Tabla 4.5.1-1. De estas tablas, debe notarse que únicamente los pilares de un puente pueden tener incursiones inelásticas. Si tomamos en cuenta que el factor de sobrerresistencia en muchos casos es de alrededor de 2, aún con los factores R de 1.5 o 2.0 de la Tabla 4.5.1-1 los pilares podrían permanecer en el rango elástico. Como lo indican Marsh, Buckle y Kavazanjian (2014) la filosofía de diseño convencional dicta que la subestructura intermedia (accesible, no enterrada) tenga un comportamiento sísmico dúctil para prevenir que ocurran daños en la superestructura, la cual permanece elástica. Si se desea evaluar el comportamiento no lineal de los pilares ante las solicitaciones sísmicas, es necesario realizar el análisis tiempo-historia no lineal descrito en el acápite 4.5.2.

Subestructura	Categoría Según la Importancia		
	Crítica	Esencial	Otras
Pilar tipo muro - mayor dimensión	1.5	1.5	2.0
Pilares de pilotes de concreto armado			
• Sólo pilotes verticales	1.5	2.0	3.0
• Con pilotes inclinados	1.5	1.5	2.0
Columnas simples	1.5	2.0	3.0
Pilar de pilotes de acero o pilotes compuestos de acero y concreto			
• Sólo pilotes verticales	1.5	3.5	5
• Con pilotes inclinados	1.5	2.0	3.0
Pilares multicolumna	1.5	3.5	5.0

**Tabla 4.5.1-1:** Factores de modificación de respuesta en la subestructura (MTC, 2019)

Unión	Todas las Categorías
Superestructura - Estribo	0.8
Juntas de expansión dentro de un tramo de la superestructura	0.8
Columnas, pilares de pilotes <ul style="list-style-type: none"> <li>• Vigas cabecera o superestructura</li> </ul>	1.0
Columnas o Pilares - Fundaciones	1.0

**Tabla 4.5.1-2:** Factores de modificación de respuesta en las conexiones (MTC, 2019)

#### 4.5.2. Análisis tiempo-historia no lineal

De acuerdo a las especificaciones de la AASHTO, es necesario utilizar métodos de análisis rigurosos como el análisis tiempo-historia no lineal cuando la estructura es crítica, tiene una estructura compleja, o se ubica cerca de una falla activa. Para realizar el análisis tiempo historia, debe tenerse especial cuidado con el modelamiento de la estructura y con la selección correcta de los registros de aceleraciones (AASHTO, 2012).

El análisis tiempo-historia no lineal es recomendado debido a las limitaciones del análisis modal espectral para aproximar una respuesta no lineal dinámica de un sistema estructural tridimensional complejo (Aviram et al., 2008). El análisis tiempo-historia permite tomar en cuenta las no linealidades o la degradación de la resistencia de los distintos elementos del puente (Aviram et al., 2008).

##### Compatibilización de señales

La AASHTO especifica que los registros de aceleraciones deben tener características representativas de las condiciones locales en las que se ubicará la estructura. Las señales sísmicas pueden modificarse para que sean espectro-compatibles con el espectro de diseño de la norma, ó pueden usarse señales sin compatibilizar si es que se escalan para que su respuesta sea similar a la del espectro normado en un rango de periodos significativo para el análisis del puente. Para el procesamiento de señales espectro compatibles, antes de la compatibilización es deseable que la forma del espectro de la señal sin compatibilizar no sea muy diferente al espectro de diseño, y que la señal sea escalada para que su espectro tenga niveles de respuesta cercanos a los del espectro de diseño normado (AASHTO, 2012).

La AASHTO permite utilizar 3 ó 7 señales sísmicas. En caso de usar 3 señales, las respuestas utilizadas para el diseño deberán ser las máximas provenientes de los 3 análisis. En caso de

usar 7 señales, las respuestas utilizadas para el diseño deberán ser las respuestas promedio de los 7 análisis (AASHTO, 2012).

### Solución numérica de la respuesta

La metodología para determinar la solución de la respuesta dinámica consiste en la integración numérica de la ecuación de equilibrio dinámico para cada punto discreto en el tiempo. El análisis se empieza con la estructura estática y se repite cada incremento de tiempo durante toda la duración del movimiento sísmico (Aviram et al., 2008).

Existen distintos métodos numéricos para el cálculo de la respuesta. Chopra (2012) presenta las 3 condiciones básicas que debe cumplir un método numérico para la evaluación de la respuesta estructural: (a) La convergencia, lo cual significa que a medida que el intervalo de tiempo disminuye la solución numérica se acerca más a la solución exacta, (b) La estabilidad, lo cual significa que la solución numérica debe ser estable ante errores numéricos de redondeo, y (c) La precisión, lo cual implica que los resultados obtenidos numéricamente deben ser lo suficientemente cercanos a la solución exacta (Chopra, 2012).

Estos métodos numéricos pueden ser explícitos o implícitos. Chopra (2012) hace una presentación de los conceptos básicos de ambos métodos. Como método explícito presenta el método de la diferencia central, en el cual la respuesta en el tiempo “i+1”, se determina a partir de la ecuación de equilibrio dinámico en el tiempo “i”. Dado que los datos de entrada para determinar la respuesta en el tiempo “i+1” se conocen de antemano, no es necesario iterar para llegar a la respuesta. Adicionalmente, Chopra (2012) explica que el método podría dar resultados incoherentes si los intervalos de tiempo no son lo suficientemente cortos, debido al redondeo numérico. Para garantizar la estabilidad del sistema se debe cumplir:

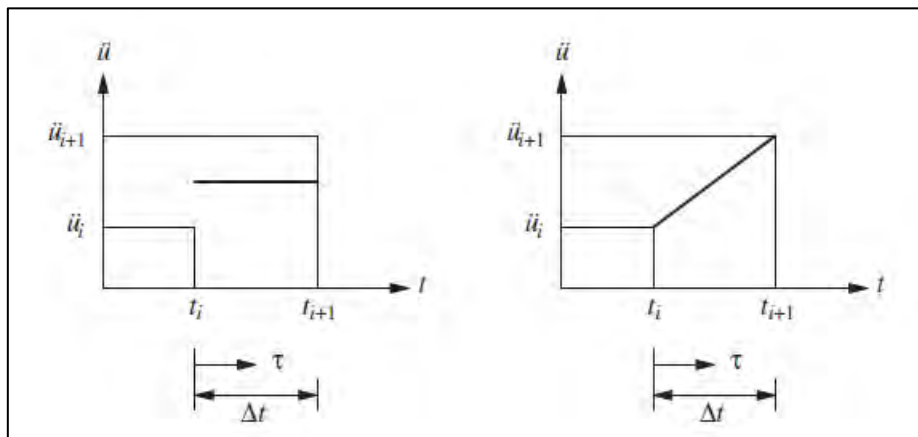
$$\frac{\Delta t}{T_n} < \frac{1}{\pi}$$

Por otro lado, Chopra (2012) presenta como método implícito el método de Newmark. Dado que es un método implícito, la solución en el tiempo “i+1” se determina a partir de la ecuación de equilibrio dinámico en el tiempo “i+1”. Para el análisis no lineal, en el cual la matriz de rigidez varía en el tiempo, es necesario realizar iteraciones para determinar la respuesta en cada instante “i+1”. Las ecuaciones base del método de Newmark son también presentadas por Chopra (2012):

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1 - \gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{u}_{i+1}$$

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)\dot{u}_i + [(0.5 - \beta)(\Delta t)^2]\ddot{u}_i + [\beta(\Delta t)^2]\ddot{u}_{i+1}$$

Los valores de  $\gamma$  y  $\beta$  definen el la forma de variación de la aceleración en cada intervalo de tiempo: Con  $\gamma=1/2$ ,  $\beta=1/6$  el método supondrá una variación lineal de la aceleración en cada intervalo de tiempo, y con  $\gamma=1/2$ ,  $\beta=1/4$  el método supondrá una aceleración promedio constante en cada intervalo de tiempo. La Figura 4.5.2-1 muestra las gráficas presentadas por Chopra (2012) para ilustrar los métodos de aceleración promedio y de aceleración lineal.



**Figura 4.5.2-1:** Representación gráfica de los casos de aceleración promedio (izq) y aceleración lineal (der) del método de Newmark, para un intervalo de tiempo (Chopra, 2012)

Chopra (2012) presenta también la condición de estabilidad para el método de Newmark:

$$\frac{\Delta t}{T_n} \leq \frac{1}{\pi\sqrt{2}} \frac{1}{\sqrt{\gamma - 2\beta}}$$

Para el caso de aceleración promedio ( $\gamma=1/2$ ,  $\beta=1/4$ ):

$$\frac{\Delta t}{T_n} < \infty$$

Para el caso de aceleración lineal ( $\gamma=1/2$ ,  $\beta=1/6$ ):

$$\frac{\Delta t}{T_n} \leq 0.551$$

Esto implica que, para el caso de aceleración promedio, la respuesta es estable para cualquier intervalo de tiempo, por lo cual el método es incondicionalmente estable. Por otro lado, para el caso de aceleración lineal, la respuesta es estable si  $\Delta t < 0.551T_n$ , por lo cual el método es

condicionalmente estable. A pesar de que la respuesta es estable para  $\Delta t < 0.551T_n$ , Chopra (2012) recomienda usar intervalos de tiempo mucho menores (tanto para el caso de aceleración promedio como lineal) para obtener una buena precisión de la respuesta.

Aviram et al. (2008) explican que los métodos de integración explícita son muy rápidos, ya que no requieren de integración en cada incremento de tiempo, sin embargo, se requiere que los incrementos de tiempo sean muy pequeños para obtener resultados estables, lo cual implica una gran cantidad de data de salida. Por otro lado, los métodos de integración implícita requieren de iteraciones para cada intervalo de tiempo, por lo cual son computacionalmente más demandantes.

Los métodos de integración implícita recomendados por Aviram et al. (2008) para el análisis de puentes, y que además son aplicables con el programa SAP2000, son el método de Newmark de aceleración promedio ( $\gamma=1/2$ ,  $\beta=1/4$ ), y el método de Hilber-Hughes-Taylor (HHT), el cual es un método que contiene un amortiguamiento numérico para reducir los modos de oscilación más altos, al mismo tiempo que aumenta la precisión en los resultados. El método HHT usa un parámetro  $\alpha$  que va de  $-1/3$  a  $0$  (a medida que  $\alpha$  aumenta, mayor amortiguamiento es inducido en la solución numérica), y al escoger el valor de  $\alpha=0$  el método es igual al método de aceleración promedio de Newmark (Aviram et al., 2008).

Tanto el método de Newmark de aceleración promedio ( $\gamma=1/2$ ,  $\beta=1/4$ ) como el método de HHT son recomendados por ser incondicionalmente estables, sin embargo, debe tenerse en cuenta que el valor de  $\Delta T$  debe ser lo suficientemente pequeño para que las respuestas sean lo suficientemente precisas.

#### Amortiguamiento de Rayleigh

Para considerar el amortiguamiento en el análisis numérico tiempo-historia, puede considerarse el amortiguamiento de Rayleigh. Éste permite la construcción de una matriz de amortiguamiento que sea consistente con los datos experimentales (Chopra, 2012).

Chopra (2012) presenta la formulación del amortiguamiento de Rayleigh, como un amortiguamiento proporcional a la masa y a la rigidez del sistema. Chopra presenta también la representación gráfica del amortiguamiento de Rayleigh en función de la frecuencia (Figura 4.5.2-2). La formulación presentada por Chopra es:

$$c = a_0 m + a_1 k$$

Con lo cual la fracción de amortiguamiento para el n-ésimo modo es:

$$\xi_n = \frac{a_0}{2w_n} + \frac{a_1 w_n}{2}$$

Podemos suponer que los 2 primeros modos de vibración (Cuando la estructura aún se encuentra en el rango elástico) tienen el mismo amortiguamiento  $\xi$ , con lo cual:

$$\xi = \frac{a_0}{2w_1} + \frac{a_1 w_1}{2}$$

$$\xi = \frac{a_0}{2w_2} + \frac{a_1 w_2}{2}$$

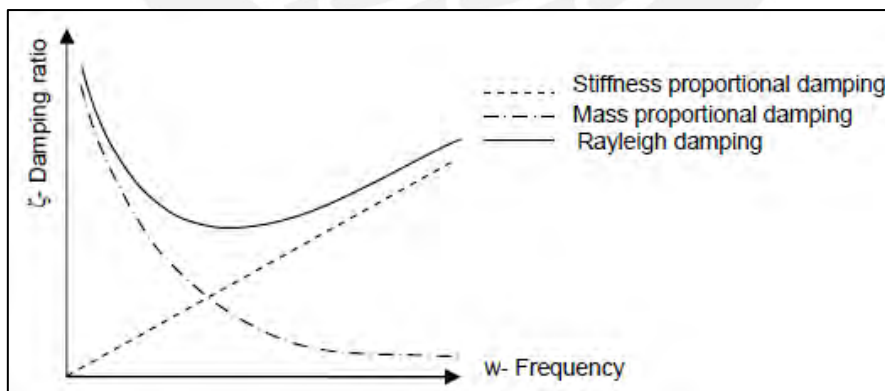
Resolviendo el sistema de ecuaciones:

$$a_0 = \xi \frac{2w_1 w_2}{w_1 + w_2}, \quad a_1 = \xi \frac{2}{w_1 + w_2}$$

Si lo escribimos en función del periodo de vibración:

$$w_n = \frac{2\pi}{T_n}$$

$$a_0 = \xi \frac{8\pi^2}{\left(\frac{2\pi}{T_1} + \frac{2\pi}{T_2}\right) T_1 T_2}, \quad a_1 = \xi \frac{2}{\left(\frac{2\pi}{T_1} + \frac{2\pi}{T_2}\right)}$$



**Figura 4.5.2-2:** Representación gráfica de la fracción de amortiguamiento en función de la frecuencia (Chopra, 2012)



### 4.5.3. Longitud de soporte mínima

La longitud de soporte es igual a la longitud de traslape entre las vigas y la superficie de asiento, como se muestra en la Figura 4.5.3-1. La AASHTO especifica que, para el caso de apoyos de expansión (que no restrinjan la traslación horizontal de la superestructura), la longitud mínima de asiento que deberá tener la subestructura sobre la cual se encontrará el apoyo, deberá ser el mayor de: (a) El máximo desplazamiento calculado con el análisis sísmico, y (b) Un porcentaje de la longitud de soporte empírica, N. De no poderse cumplir con la longitud de soporte mínima, los apoyos deberán diseñarse para restringir el movimiento de la superestructura. El porcentaje de N depende de la zona sísmica y se especifica en la Tabla 4.5.3-1. Las zonas sísmicas se presentan en la Tabla 4.5.3-2. La ecuación para calcular el valor de la longitud de soporte empírica, N, es:

$$N = (200 + 0.0017L + 0.0067H)(1 + 0.000125S^2)$$

Donde:

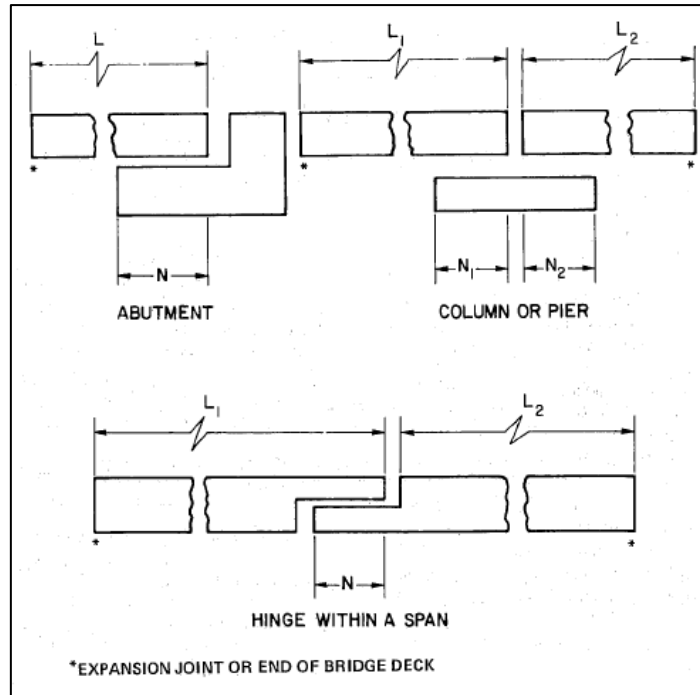
N: Longitud mínima de apoyo (mm)

L: Longitud del tablero hasta la junta de expansión adyacente, o hasta el extremo del tablero (mm).

H: para los estribos, la altura promedio de las columnas que soportan el tablero desde el estribo hasta la siguiente junta de expansión (mm). Para las columnas y/o pilares, la altura de la columna o el pilar (mm). Para articulaciones dentro de un tramo, la altura promedio de las dos columnas o pilares adyacentes (mm). Para puentes de un solo tramo, H es igual a cero.

S: Inclinación del apoyo medida desde una línea normal al tramo (°)

Finalmente, la ASHTO indica que al valor de N deberá de adicionársele una longitud igual al movimiento debido a la expansión/contracción térmica, creep (en el caso del concreto), retracción (en el caso del concreto) y acortamiento por preesfuerzo.



**Figura 4.5.3-1:** Longitud de soporte, N (Fig. C4.7.4.4-1 de las Especificaciones AASHTO)

Zona Sísmica	Coefficiente de aceleración	Tipo de suelo	Porcentaje de N
1	$< 0.025$	I ó II	$\geq 50$
1	$< 0.025$	III ó IV	100
1	$> 0.025$	Todos	100
2	Todos los aplicables	Todos	100
3	Todos los aplicables	Todos	150
4	Todos los aplicables	Todos	150

**Tabla 4.5.3.1:** Porcentaje de N aplicable (Tabla 4.7.4.4-1 de las Especificaciones AASHTO)

Coefficiente de aceleración $S_{D1}$	Zona Sísmica
$S_{D1} \leq 0.15$	1
$0.15 < S_{D1} \leq 0.30$	2
$0.30 < S_{D1} \leq 0.50$	3
$0.50 < S_{D1}$	4

**Tabla 4.5.3-2:** Zonas sísmicas (Tabla 3.10.6-1 de las especificaciones AASHTO)

#### 4.5.4. Variabilidad espacial de las solicitaciones sísmicas

Cuando las estructuras tienen dimensiones cortas en planta y están fundadas sobre un mismo tipo de suelo, puede realizarse el análisis sísmico considerando que todos los soportes tienen el mismo movimiento. Sin embargo, en estructuras largas como puentes de grandes luces, el movimiento diferencial de los soportes puede aumentar o disminuir las solicitaciones en los elementos estructurales. El movimiento diferencial de los soportes se debe a 3 factores:

- *Efecto del paso de onda*: La AASHTO (2017) describe este efecto como la diferencia entre los tiempos de llegada de la onda sísmica a los distintos pilares.
- *Pérdida de coherencia del movimiento del suelo*: Ardila, Chio y Benjumea (2018) describen la pérdida de coherencia como la pérdida de similitud entre las ondas que llegan a los distintos pilares debido a los fenómenos de reflexión, refracción y superposición de las ondas en un medio heterogéneo.
- *Diferencia de perfiles de suelo*: Al estar los pilares cimentados sobre distintos tipos de suelo, se tendrán distintas aceleraciones y frecuencias de vibración en las distintas bases de los pilares, siendo los suelos más blandos quienes produzcan las mayores amplificaciones de aceleración y menores frecuencias de vibración.

#### Metodología aproximada propuesta por el Eurocódigo 8

El Eurocódigo 8 – Parte 2 presenta una metodología para determinar de forma aproximada los efectos del desplazamiento diferencial de los apoyos ante solicitaciones sísmicas. El método se divide en 3 etapas:

- 1) Calcular la respuesta inercial de la estructura, mediante un análisis espectral o tiempo-historia. Debe considerarse una única solicitación sísmica para toda la estructura, correspondiente al tipo de suelo más desfavorable que se tenga bajo los soportes.
- 2) Para representar el movimiento diferencial de los apoyos, el método propone considerar los efectos pseudoestáticos ocasionados por desplazamientos diferenciales impuestos en los soportes del puente. Deben determinarse dos series de desplazamientos (calculados de forma independiente), denominados Serie A y Serie B. Estas series de desplazamientos deberán aplicarse de forma separada en cada dirección horizontal del puente.

- 3) Para cada dirección horizontal de análisis, los efectos ocasionados por los desplazamientos de la Serie A o Serie B (deben tomarse los efectos más severos) se combinan con los efectos de la respuesta inercial obtenidos del paso (1) mediante la regla SRSS (Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados).

### Serie A de desplazamientos

La Serie A consiste en desplazamientos relativos entre los apoyos, cuando su movimiento es en el mismo sentido pero con distinta magnitud. Para cada soporte, se calcula su desplazamiento  $d_{ri}$  relativo con respecto a uno de los soportes de los extremos (Considerado fijo). Todos los desplazamientos relativos  $d_{ri}$  se aplican en la misma dirección y sentido, y están definidos por la ecuación:

$$d_{ri} = \varepsilon_r L_i \leq d_g \sqrt{2} \quad \dots (Ec. 4.5.4 - 1)$$

En la cual:

$$\varepsilon_r = \frac{d_g \sqrt{2}}{L_g}$$

Donde:

$d_g$  = Desplazamiento de suelo de diseño, correspondiente al tipo de suelo bajo el soporte  $i$ . El Eurocódigo indica que se puede calcular mediante la expresión:

$$d_g = 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$$

Donde:

$a_g$  = Aceleración pico del suelo en roca.

$S$  = Factor de amplificación por tipo de suelo

$T_C$  = Límite superior del periodo estructural en el rango donde la aceleración espectral es constante.

$T_D$  = Periodo a partir del cual el desplazamiento espectral de la estructura es constante.

$L_i$  = Distancia (proyección en el plano horizontal) del soporte  $i$  con respecto a uno de los soportes de los extremos.

$L_g$  = Distancia a partir de la cual los movimientos del suelo pueden considerarse completamente no correlacionados. El Eurocódigo permite utilizar los valores de  $L_g$ , dependiendo de las características del suelo, como se muestra en la

Tabla 4.5.4-1. Si bien los tipos de suelo se muestran con la clasificación del Eurocódigo (De la A a la E), la tabla muestra también su equivalencia con la clasificación AASHTO, la cual se obtuvo a partir de las descripciones y de los valores de velocidad de propagación de ondas, SPT y resistencia al corte. El Eurocódigo no muestra una clasificación equivalente al suelo Clase A de la AASHTO, por lo cual para el suelo Clase A puede tomarse, conservadoramente, el valor de  $L_g$  correspondiente al suelo Clase B.

Características del Suelo (Eurocódigo 8, 2011)	$v_s$ (m/s)	$N_{SPT}$	$c_u$ (kPA)	$L_g$ (m)	Equivalencia AASHTO
A) Roca o formación rocosa, incluyendo como máximo 5 m de material más débil en la superficie.	> 800	-	-	600	Clase B
B) Depósitos de arena muy densa, grava, o arcilla muy rígida, con por lo menos muchas decenas de metros de espesor, caracterizados por un incremento gradual de sus propiedades mecánicas con la profundidad.	360 - 800	>50	>250	500	Clase C
C) Depósitos profundos de arena densa o muy densa, grava o arcilla rígida, con espesores de muchas decenas o cientos de metros.	180 - 360	15 - 50	70 - 250	400	Clase D
D) Depósitos de suelos sueltos/medios sin cohesión, o de suelos cohesivos blandos a firmes.	< 180	< 15	<70	300	Clase E
E) Un perfil de suelo que consista de una superficie de material aluvial con valores de $v_s$ del tipo C) o D) y con un espesor entre 5 m y 20 m, y que se encuentre encima de un material más rígido con $v_s > 800$ m/s				500	

**Tabla 4.5.4-1:** Valores de  $L_g$  (Eurocódigo 8, 2011)

La Tabla 4.5.4-2 muestra el cálculo de los valores de  $\varepsilon_r$  para cada clase de suelo según su clasificación AASHTO, para los coeficientes de aceleración de Lima (PGA=0.51,  $S_s=1.26$  y  $S_1=0.50$ ). La Tabla 4.5.4-3 muestra un resumen de los valores de los desplazamientos relativos  $d_{ri}$  (Considerando los valores de  $\varepsilon_r$  obtenidos para el caso de Lima).

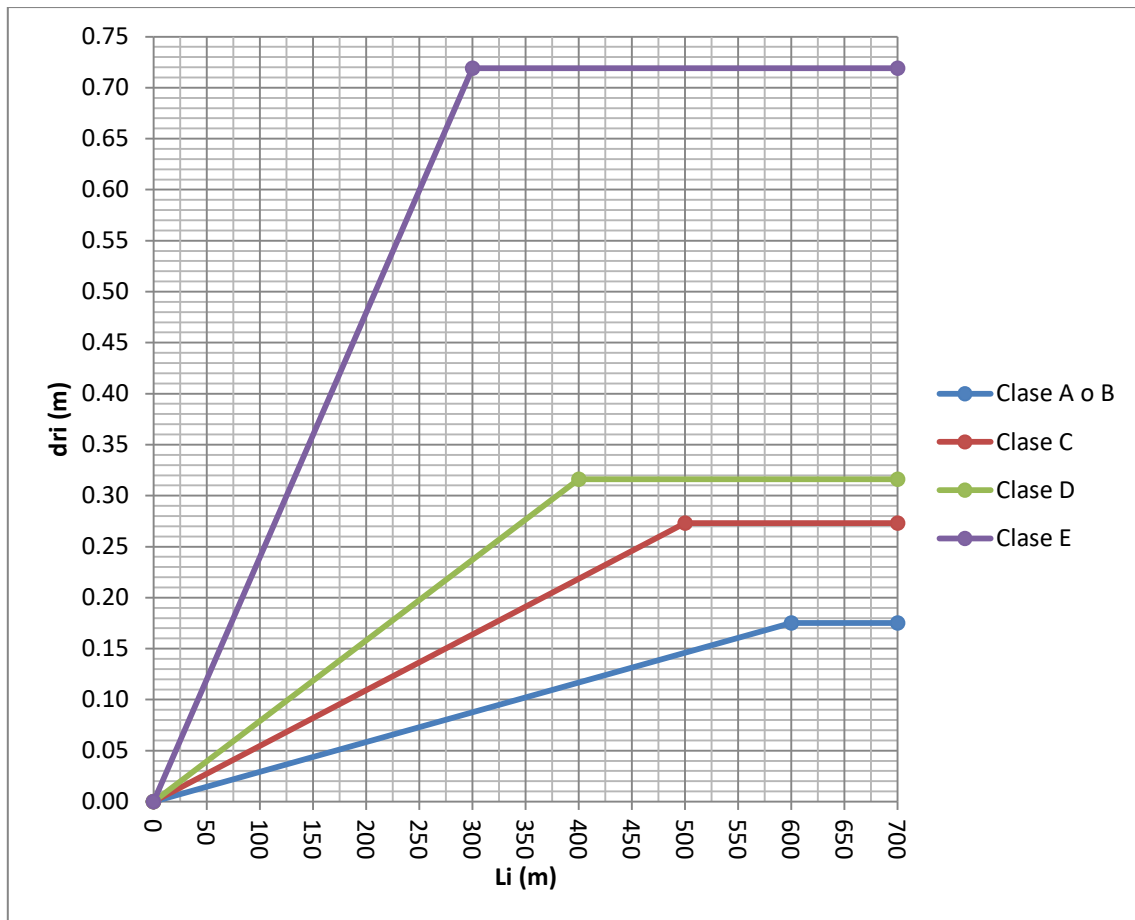
La Figura 4.5.4-1 muestra de forma gráfica los valores de  $d_{ri}$  para cada clase de suelo según su clasificación AASHTO, para los valores de  $\varepsilon_r$  obtenidos para el caso de Lima. Puede observarse una notable diferencia en el aumento de los desplazamientos diferenciales para el suelo Clase E, en comparación con el aumento observado en los otros tipos de suelo.

	CLASIFICACIÓN DE SUELO (AASHTO)			
	Clase B	Clase C	Clase D	Clase E
PGA (g)	0.51	0.51	0.51	0.51
PGA (m/s <sup>2</sup> ) = $a_g$	5.00	5.00	5.00	5.00
$S_s$ (g)	1.26	1.26	1.26	1.26
$S_1$ (g)	0.5	0.5	0.5	0.5
$F_{PGA}$	1	1	1	0.9
$F_a$	1	1	1	0.9
$F_v = S$	1	1.3	1.5	2.4
$S_{DS} = F_a \cdot S_s$	1.26	1.26	1.26	1.13
$S_{D1} = F_v \cdot S_1$	0.5	0.65	0.75	1.2
$T_C = S_{D1}/S_{DS}$	0.40	0.52	0.60	1.06
$T_D$	2.5	2.3	2	1.6
$d_g$ (m)	0.124	0.193	0.223	0.508
$L_g$ (m)	600	500	400	300
$\varepsilon_r$	0.000292	0.000546	0.000790	0.002396

**Tabla 4.5.4-2:** Cálculo de  $\varepsilon_r$  para cada clase de suelo según su clasificación AASHTO, para los coeficientes de aceleración en roca (Clase B) de Lima.

Clasificación AASHTO	$L_g$ (m)	$d_{ri} = \varepsilon_r \cdot L_i$	$d_{ri \text{ máx}} = d_g \sqrt{2}$
Clase A o B	600	0.000292 Li	0.175
Clase C	500	0.000546 Li	0.273
Clase D	400	0.000790 Li	0.316
Clase E	300	0.002396 Li	0.719

**Tabla 4.5.4-3:** Resumen de valores de  $d_{ri}$ , considerando los valores de  $\varepsilon_r$  de la Tabla 4.5.4-2



**Figura 4.5.4-1:** Valores de  $d_{ri}$  para cada clase de suelo según su clasificación AASHTO, para los valores de  $\varepsilon_r$  obtenidos en la Tabla 4.5.5.1-2 (Para el caso de Lima)

### Serie B de desplazamientos

La Serie B contempla los desplazamientos del suelo que ocurren en sentidos opuestos en soportes adyacentes.

En primer lugar, para cada soporte se calcula el desplazamiento  $\Delta d_i$ , relativo a sus soportes adyacentes que se consideran no desplazados:

$$\Delta d_i = \pm \beta_r \varepsilon_r L_{av,i}$$

Donde:

$L_{av,i}$  = Promedio de las distancias  $L_{i-1,i}$  y  $L_{i+1,i}$  de un soporte intermedio  $i$  a sus soportes adyacentes  $i - 1$  y  $i + 1$ , respectivamente. Para los soportes de los extremos, 0 y n,  $L_{av,0} = L_{0,1}$  y  $L_{av,n} = L_{n-1,n}$ .



$\beta_r =$  Factor que toma en cuenta la magnitud de los desplazamientos del suelo que ocurren en direcciones opuestas en soportes adyacentes. El Eurocódigo recomienda:

$\beta_r = 0.5$  cuando los soportes  $i-1$ ,  $i$  y  $i+1$  tienen el mismo tipo de suelo.

$\beta_r = 1.0$  cuando uno de los soportes tiene un tipo de suelo distinto.

$\varepsilon_r =$  Se define de igual forma que para la Serie A. Si existen distintos tipos de suelo, debe elegirse el mayor valor de  $\varepsilon_r$ .

Finalmente, deben aplicarse los siguientes desplazamientos considerando signos opuestos en soportes adyacentes (Figura 4.5.4-2):

$$d_i = \pm \Delta d_i / 2 \quad \dots \text{(Ec. 4.5.4 - 2)}$$

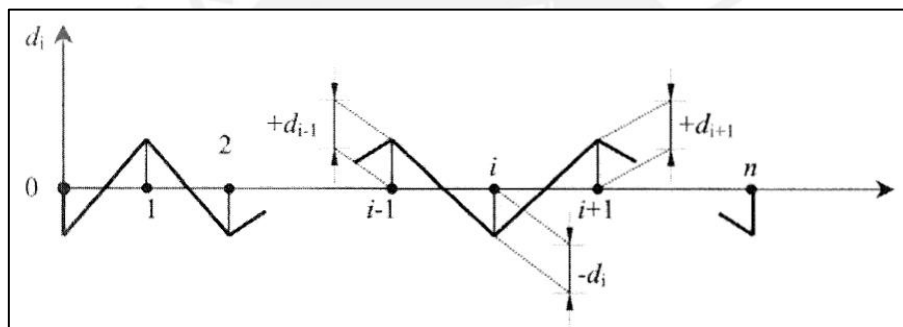
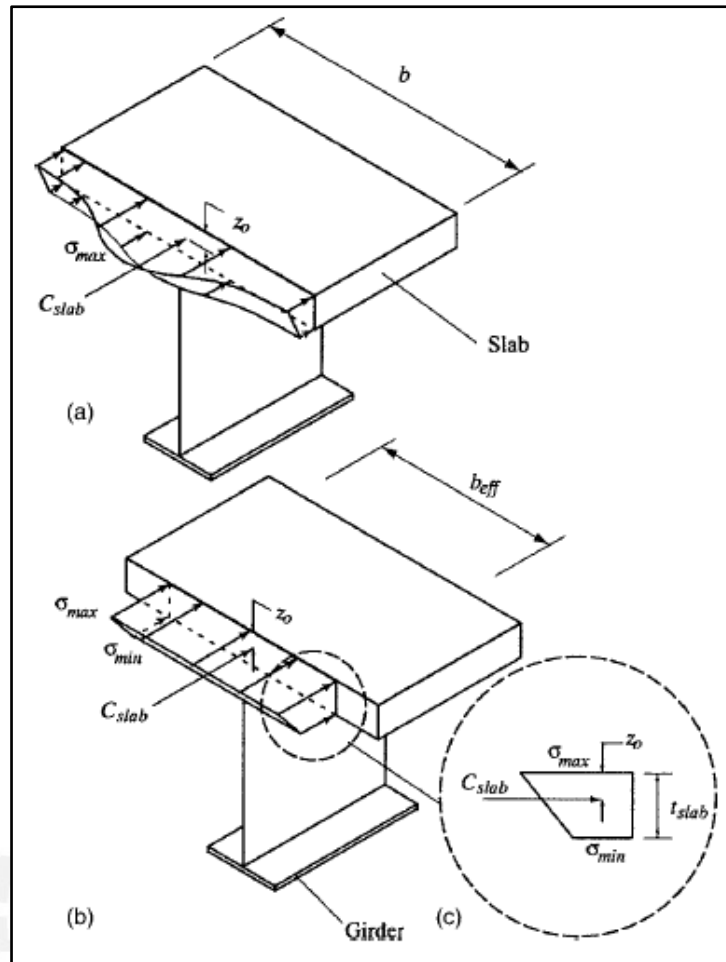


Figura 4.5.4-2: Aplicación de desplazamientos de la Serie B (Tomado de Eurocódigo 8, 2011)

#### 4.6. Ancho de losa efectiva

Como lo indica la AASHTO, cuando las secciones compuestas del tablero están sujetas a cargas axiales y flexión significativas, o cuando la losa se apoya sobre vigas transversales (En el caso de puentes atirantados se cumplen ambas condiciones), debe realizarse un análisis refinado para determinar el ancho efectivo de la losa de concreto que tendrá acción compuesta con las vigas de acero.

Se entiende por ancho efectivo al ancho de losa que, al estar sometido a esfuerzos axiales constantes en el plano y suponiendo que su sección permanece plana, tiene las mismas cargas axiales y momentos resultantes que la losa con distribución de esfuerzos no uniforme debido a las deformaciones por corte en su plano (“Retraso de cortante”).



**Figura 4.6-1:** Metodología para determinar el ancho efectivo de losa (Chen et. al, 2007)

Chen, Aref, Chiewanichakorn y Ahn (2007) presentan una metodología para determinar el ancho efectivo de losa a partir de un análisis por elementos finitos. La metodología se basa en el principio básico del ancho efectivo, el cual es un ancho sometido al esfuerzo máximo en el plano de la losa, y cuya fuerza resultante es igual a la fuerza resultante de la losa completa con esfuerzos variables en el plano.

La expresión para determinar el ancho efectivo, cuyos términos se presentan gráficamente en la Figura 4.6-1 y se mantienen iguales a como son presentados por Chen et. al (2007), se presenta a continuación:

$$b_{eff} = \frac{C_{slab}}{F} = \frac{C_{slab}}{0.5t_{slab}(\sigma_{max} + \sigma_{min})}$$

Donde:

$C_{slab}$  = Fuerza de compresión total en la losa.

$F$  = Fuerza por unidad de ancho de la losa, equivalente al área trapezoidal de esfuerzos.

$t_{slab}$  = Espesor de la losa.

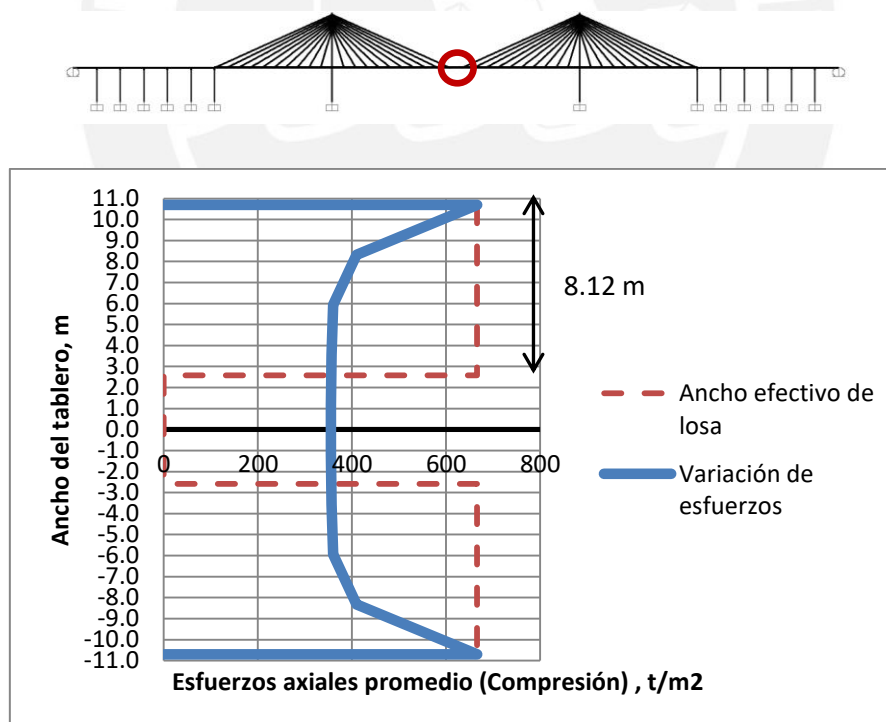
$\sigma_{max}, \sigma_{min}$  = Esfuerzos de compresión máximo y mínimo (En las fibras extremas del espesor de losa)

### Ejemplo aplicativo

A manera de ejemplo se muestra el cálculo del ancho efectivo para el puente del Ejemplo de Diseño del Capítulo 6. Se calculó el ancho efectivo de losa que trabaja como sección compuesta con las vigas de acero mediante un análisis por elementos finitos, con el procedimiento previamente descrito.

A continuación se muestran los resultados obtenidos para: (a) La sección del tablero al centro del tramo central (máximo momento positivo), y (b) La sección del tablero ubicada en la torre (máximo momento negativo y máxima fuerza de compresión). A manera de ejemplo se presentan los resultados correspondientes al estado límite de Resistencia I. El mismo procedimiento se realizó para los demás estados límite.

- Sección (a)



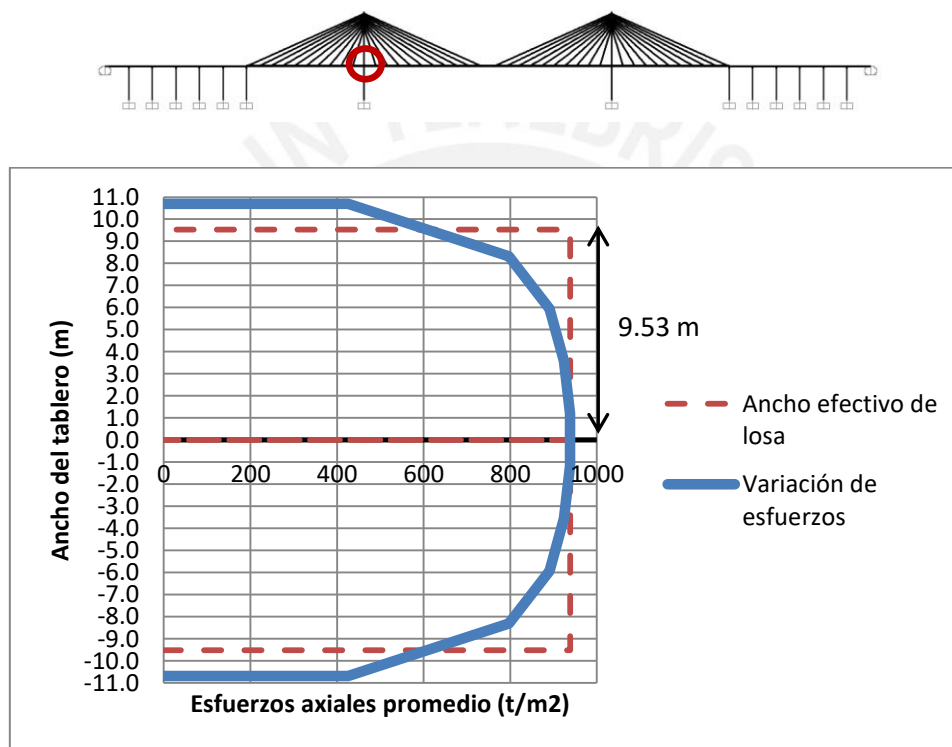
A partir del gráfico puede observarse que, a pesar de que el tramo central del tablero se encuentra a tracción (Debido a la componente horizontal de los cables), la losa de concreto se encuentra a compresión debido al momento flector positivo. Los mayores esfuerzos de

compresión se encuentran sobre las vigas metálicas. El ancho efectivo de tablero que le corresponde a cada viga es de 8.12 m.

Finalmente, las solicitaciones se calculan reduciendo las fuerzas y momentos de la losa y de las vigas metálicas al centroide de la sección compuesta:

<b>Mu+ (t-m)</b>	<b>1829</b>
<b>Tu (Tracción) (t)</b>	<b>286</b>

- Sección (b)



De gráfico puede observarse que, a pesar de que el tablero tiene flexión negativa, el tablero se encuentra a compresión debido a las fuerzas de compresión provenientes de la componente horizontal de los cables. Se observa que el esfuerzo a compresión es máximo al centro de la losa y se reduce en las zonas sobre las vigas metálicas, debido al momento flector negativo.

Finalmente, las solicitaciones se calculan reduciendo las fuerzas de la losa y de las vigas metálicas al centroide de la sección compuesta:

<b>Mu- (t-m)</b>	<b>-846</b>
<b>Pu (Compresión) (t)</b>	<b>-2770</b>

## 5. ESTABILIDAD AERODINÁMICA

Los puentes soportados por cables, al ser puentes de largas luces con tableros relativamente flexibles, son susceptibles a la inestabilidad por efectos aerodinámicos. La AASHTO (2017) especifica que los puentes sensibles al viento incluyen: Todos los puentes con una proporción Luz/Ancho mayor que 30, todos los puentes con un periodo fundamental vertical o traslacional mayor que 1 s, y todos los puentes soportados por cables. En este último caso, debe considerarse también el potencial de vibración en los cables inducido por el viento.

Para satisfacer los requerimientos de estabilidad aerodinámica, deben realizarse ensayos de túneles de viento para determinar las solicitaciones y evaluar la estabilidad aeroelástica. Los ensayos de túneles de viento se describen en el acápite 5.1.

### 5.1. Ensayos en túneles de viento

A diferencia de las solicitaciones estáticas, las solicitaciones aerodinámicas dependen no solo de una dimensión característica del tablero sino también de su forma, por lo cual durante la etapa de diseño es necesario evaluar la estabilidad aerodinámica de distintas secciones mediante ensayos en túneles de viento (Gimsing y Georgakis, 2012).

Como explican Gimsing y Georgakis (2012) al evaluar la estabilidad aeroelástica es importante distinguir entre tendencias a la inestabilidad e inestabilidad real. Como se explica en el acápite 5.2.8 la estabilidad aeroelástica depende no sólo de la forma del tablero sino también de su rigidez. Un tablero puede tener una forma no aerodinámica y por lo tanto una tendencia a la inestabilidad, pero sólo tendrá oscilaciones catastróficas si la estructura es tan flexible que su movimiento conlleva a una inestabilidad aeroelástica ante velocidades de viento reales (Gimsing y Georgakis, 2012).

#### 5.1.1. Modelos completos y seccionales

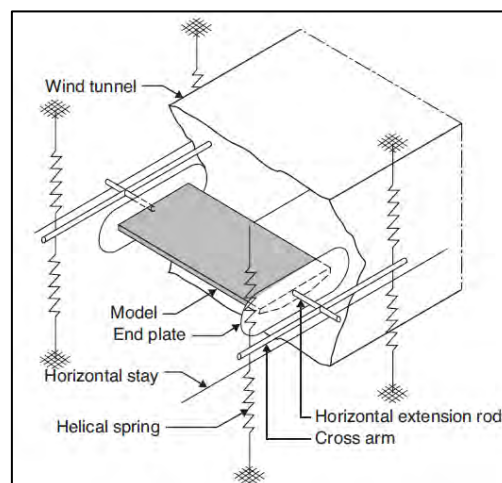
Los ensayos en túneles de viento pueden llevarse a cabo en modelos a escala del puente completo (incluyendo al tablero, torres y cables), o en modelos seccionales de un segmento relativamente pequeño del tablero (Gimsing y Georgakis, 2012).

Los modelos del puente completo tienen la ventaja de poder reproducir la interacción entre las fuerzas aerodinámicas en todos los elementos de la estructura. Sin embargo, deben tener

una escala relativamente pequeña, lo cual requiere un alto nivel de precisión durante la fabricación del modelo. Esto hace que los modelos completos sean caros, que las modificaciones sean difíciles, y pueden existir problemas de escalamiento (Gimsing y Georgakis, 2012).

Por otro lado, los modelos seccionales tienen la ventaja de tener una mayor escala (generalmente entre 1:25 y 1:100), por lo cual no se requiere un nivel de precisión tan alto durante la fabricación del modelo, en comparación con el modelo completo. Además, con el uso de los modelos seccionales es relativamente sencillo modificar la forma del tablero para evaluar la estabilidad de distintas configuraciones, lo cual es favorable para las investigaciones preliminares (Gimsing y Georgakis, 2012). Debe tenerse en cuenta también que, en comparación con los modelos completos, en los modelos seccionales no puede reproducirse correctamente el amortiguamiento del sistema considerando la interacción entre las oscilaciones locales y globales del sistema de cables, motivo por el cual los resultados de los ensayos en modelos seccionales pueden subestimar la estabilidad aeroelástica de la estructura real (Gimsing y Georgakis, 2012).

El esquema básico de los modelos seccionales se muestra en la Figura 5.1.1-1 (Tomado de Gimsing y Georgakis, 2012). Para la elaboración de los modelos seccionales, se colocan varillas de extensión a ambos lados del modelo, las cuales atraviesan los lados laterales del túnel. Como soporte vertical y torsional, las varillas de extensión se conectan a brazos perpendiculares, y éstos a su vez están conectados con resortes. Como soporte horizontal, las varillas de extensión se conectan a tirantes horizontales (Gimsing y Georgakis, 2012). Los ensayos pueden hacerse tanto para corrientes de aire laminares como turbulentas (Gimsing y Georgakis, 2012).



**Figura 5.1.1-1:** Esquema básico de los modelos seccionales (Gimsing y Georgakis, 2012).

Existe también un tipo de modelo a escala denominado modelo de cuerdas tensadas (Taut Strip Model). El esquema básico del modelo de cuerdas tensadas se muestra en la Figura 5.1.1-2 (Tomado de Ge et al., 2018). En este tipo de modelo, una porción del tablero es suspendida por dos cables tensados, dispuestos en forma longitudinal, cuya fuerza de tensión provee al modelo de sus propiedades de rigidez (Ge et al., 2018).

Este tipo de modelo es considerado una transición entre el modelo seccional y el modelo completo. Con respecto al modelo seccional, tiene la ventaja de poder representar la rigidez del tablero para 3 grados de libertad (vertical, torsional y horizontal) mientras que en el modelo seccional sólo se pueden representar las rigideces para 2 grados de libertad (vertical y torsional). En contraste, el modelo del puente completo tiene la ventaja de poder representar muchos modos de vibración y frecuencias naturales, y puede modelar también la interferencia de las torres, el sistema de cables y los pilares (Ge et al., 2018).

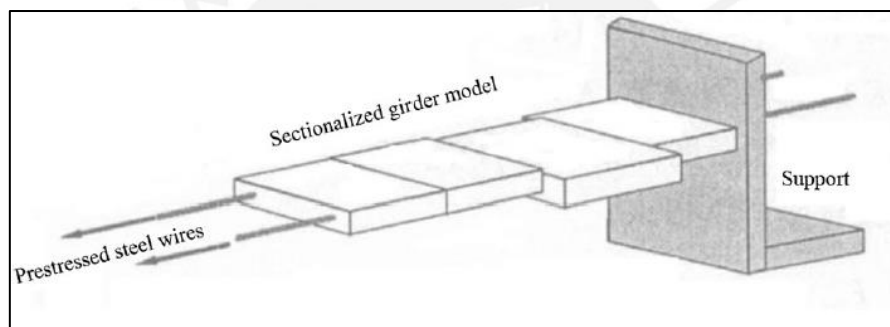


Figura 5.1.1-2: Esquema básico del modelo de cuerdas tensadas (Ge et al., 2018).

### 5.1.2. Escalamiento

Chen y Duan (2000) presentan la deducción de los factores de escala más relevantes. Estas deducciones, con la nomenclatura presentada por Chen y Duan, se muestran a continuación.

- Factor de escala geométrico:

$$\lambda_L = \frac{B_m}{B_p}$$

Donde:

$D_m, D_p$  = Dimensión característica del modelo y del prototipo a escala completa.

- Factor de escala de la velocidad del viento:

Para mantener el mismo número de Froude (Relación entre las fuerzas de inercia y de gravedad en el fluido) debe cumplirse:



$$\frac{U_m^2}{B_m \cdot g} = \frac{U_p^2}{B_p \cdot g}$$

Donde:

$U_m, U_p$  = Velocidad de viento del modelo y del prototipo a escala completa.

$g$  = Aceleración de la gravedad, es la misma para el modelo y el prototipo.

Con lo cual:

$$\lambda_V = \frac{U_m}{U_p} = \sqrt{\lambda_L}$$

- Factor de escala de la frecuencia de la estructura:

Para poder aplicar los coeficientes aeroelásticos de aleteo (Acápite 5.1.3) en el prototipo a escala real, la velocidad reducida adimensional debe ser la misma:

$$\frac{U_m}{N_m \cdot B_m} = \frac{U_p}{N_p \cdot B_p}$$

Donde:

$N_m, N_p$  = Frecuencias naturales del modelo y del prototipo a escala completa.

Con lo cual:

$$\lambda_N = \frac{N_m}{N_p} = \frac{1}{\sqrt{\lambda_L}}$$

### 5.1.3. Coeficientes aerodinámicos y aeroelásticos

El flujo de viento genera fuerzas aerodinámicas de arrastre y de levante ( $F_D$  y  $F_L$ ), y un momento torsor aerodinámico ( $M_T$ ), como se muestra en la Figura 5.1.3-1. Los coeficientes aerodinámicos ( $C_D, C_L$  y  $C_T$ ) relacionan las fuerzas y momento aerodinámicos con la velocidad y densidad del viento y con una dimensión característica de la sección. Estos coeficientes son determinados a partir de ensayos en túneles de viento para distintos ángulos de ataque del viento ( $\alpha$ ) y son útiles para investigar alguna posible pérdida de estabilidad (Pospíšil, Buljac, Kozmar, Kuznetsov, Macháček y Král, 2017). A partir de ensayos en túneles de viento, se determinan las fuerzas y momento aerodinámicos, y los coeficientes aerodinámicos se definen como:

$$C_D(\alpha) = \frac{2F_D}{\rho U^2 d}, \quad C_L(\alpha) = \frac{2F_L}{\rho U^2 b}, \quad C_M(\alpha) = \frac{2M_T}{\rho U^2 b^2}$$

Donde:

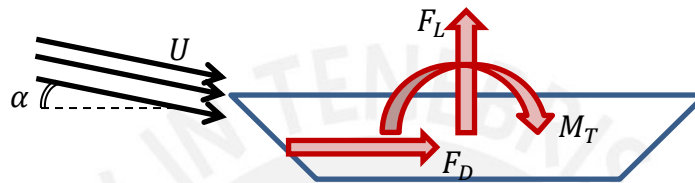
$C_D(\alpha), C_L(\alpha), C_M(\alpha)$  = Coeficientes aerodinámicos de arrastre, levante y torsión. Están en función del ángulo de ataque  $\alpha$ .

$F_D, F_L, M_T$  = Fuerzas aerodinámicas de arrastre y de levante por unidad de longitud, y momento torsor aerodinámico por unidad de longitud.

$\rho$  = Densidad del aire. Igual a  $1.25 \text{ kg/m}^3$ .

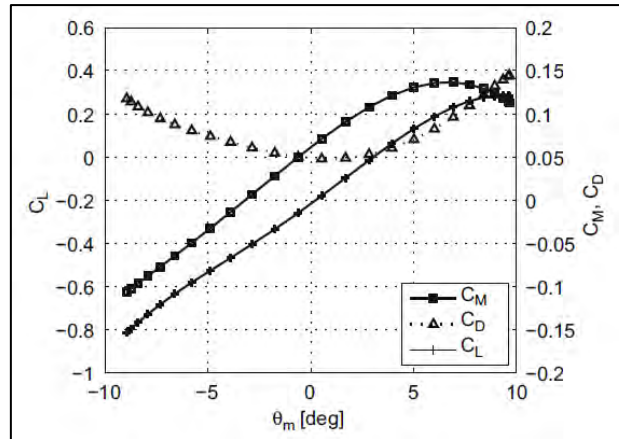
$U$  = Velocidad del flujo de viento.

$b, d$  = Ancho y peralte del tablero



**Figura 5.1.3-1:** Fuerzas aerodinámicas generadas por un flujo de viento de velocidad promedio  $U$  y ángulo de ataque  $\alpha$ .

Los ensayos en túneles de viento se llevan a cabo para distintos ángulos de ataque del viento ( $\alpha$ ), evaluándose la estabilidad del tablero para los distintos ángulos de ataque y obteniendo los coeficientes aerodinámicos en función de  $\alpha$ . Gimsing y Georgakis (2012) presentan como ejemplo un intervalo típico de ángulos de ataque para ensayos en túneles de viento de  $-5^\circ$  a  $+5^\circ$ , y resaltan que debe tenerse en cuenta que, bajo condiciones topográficas normales, las velocidades de viento altas y estacionarias sólo ocurren en direcciones casi horizontales. De hecho, se ha demostrado que para una inclinación de  $5^\circ$ , la velocidad de viento máxima es aproximadamente el 20% de la velocidad máxima horizontal (Gimsing y Georgakis, 2012). En la Figura 5.1.3-2 se muestran los valores de  $C_D$ ,  $C_L$ , y  $C_M$  para distintos ángulos de ataque, obtenidos de ensayos en túneles de viento con un modelo seccional para una investigación sobre inestabilidad aerodinámica presentada por Diana, Rocchi, Argentini y Muggiasca (2010).



**Figura 5.1.3-2:** Valores de  $C_D$ ,  $C_L$ , y  $C_M$  para distintos ángulos de ataque (Tomado de Diana et al., 2010).

Por otro lado, los ensayos en túneles de viento también son útiles para determinar los coeficientes aeroelásticos denominados coeficientes derivados de aleteo (Flutter derivatives). Estos coeficientes permiten representar las fuerzas auto-excitadas resultantes del movimiento de la estructura, y están en función de su frecuencia de oscilación (Diana et al., 2010). La determinación de los coeficientes aeroelásticos (Flutter derivatives) y su interpretación se muestran en el acápite 5.2.5.

## 5.2. Estabilidad del tablero y las torres

La AASHTO especifica que, en los puentes sensibles al viento, deberán considerarse las vibraciones producidas por el embate (buffeting), las excitaciones producidas por el desprendimiento de vórtices, el galope (galloping), la divergencia estática y el aleteo (flutter). Estos fenómenos se describen en los acápites 5.2.1, 5.2.2, 5.2.3, 5.2.4 y 5.2.5.

### 5.2.1. Embate (Buffeting)

El embate es un mecanismo en el cual las fluctuaciones del viento causan vibraciones en el puente (Gimsing y Georgakis, 2012). Chen y Duan (2000) definen al embate como una respuesta forzada de la estructura ante un viento aleatorio, que sólo puede ocurrir ante flujos turbulentos, y cuyos efectos son similares a los ocasionados por el desprendimiento de vórtices, con la diferencia de que las vibraciones por embate son aleatorias y las correspondientes a los vórtices son periódicas.

Las oscilaciones causadas por el embate son de una amplitud limitada y no son catastróficas, pero pueden ser lo suficientemente grandes como para afectar el servicio del puente y

ocasionar incomodidad en los usuarios. Además, el efecto acumulado de estas oscilaciones excesivas durante el tiempo de vida del puente pueden ocasionar la fatiga de algunos componentes, lo cual conlleva a altos costos de mantenimiento y reforzamiento (Gimsing y Georgakis, 2012).

El estudio aerodinámico (Con ensayos de túneles de viento) debe cerciorar que ningún componente estructural tenga deformaciones excesivas, y debe cumplirse el criterio de confort ante vibraciones por embate (Chen y Duan, 2000). Como criterio de confort, la AASHTO limita la aceleración vertical ocasionada por el embate a una fracción de la aceleración de la gravedad, como se explica en el acápite 5.2.9.

### 5.2.2. Desprendimiento de vórtices

El flujo de viento contra cuerpos con formas abultadas (no aerodinámicas) genera una corriente de vórtices denominados vórtices de Von Karman, los cuales crean una fuerza alternante en la dirección normal al flujo del viento (Chen y Duan, 2000), como se muestra en la Figura 5.2.2-1. Al igual que con el fenómeno de embate (Buffeting), el desprendimiento de vórtices no es de naturaleza catastrófica, pero puede generar preocupaciones concernientes al servicio del puente y al fenómeno de fatiga (Gimsing y Georgakis, 2012).



**Figura 5.2.2-1:** Esquema del fenómeno de desprendimiento de vórtices (Chen y Duan, 2000)

A diferencia del embate, el desprendimiento de vórtices involucra un alto grado de interacción fluido-estructura, generalmente llevando a oscilaciones armónicas con frecuencias coincidentes con aquellas de los modos dominantes del puente (Gimsing y Georgakis, 2012).

Las pulsaciones aerodinámicas producidas por el desprendimiento de vórtices, al entrar en resonancia con la frecuencia de vibración del tablero, producen oscilaciones flexionales y torsionales (Pipinato, 2016). Le velocidad de viento crítica, en la cual la frecuencia de desprendimiento de vórtices coincide con la frecuencia de vibración del tablero es (Pipinato, 2016):

$$V_{cr} = f_i \frac{d}{S_t} \quad \dots (Ec. 5.2.2 - 1)$$

Donde:

$f_i$  = Frecuencia natural del modo  $i$  en el plano normal a la dirección del viento (Hz)

$d$  = Peralte del tablero

$S_t$  = Número de Strouhal, depende de la forma del tablero. Debe calcularse a partir de ensayos en túneles de viento. Pipinato presenta una primera aproximación de este número en función del ancho del tablero ( $b$ ) y el peralte ( $d$ ):

$$\frac{b}{d} \geq 10 \Rightarrow S_t \cong 0.08$$

$$5 < \frac{b}{d} < 10 \Rightarrow 0.08 < S_t < 0.15$$

$$\frac{b}{d} < 5 \Rightarrow S_t \cong 0.15$$

A partir de la ecuación de la velocidad crítica puede inferirse que, para minimizar el efecto de vibración producido por el desprendimiento de vórtices, debe proveerse al tablero de una adecuada rigidez vertical (lo cual depende en mayor medida de la rigidez sistema de cables que de la rigidez flexional del tablero mismo), y un ancho del tablero lo suficientemente grande para que la relación  $b/d$  sea lo más alta posible (idealmente mayor que 10).

Una estimación preliminar de la velocidad crítica puede obtenerse de la ecuación 5.2.2-1 utilizando la aproximación del número de Strouhal presentada por Pipinato, pero finalmente debe estudiarse si el puente es propenso a la oscilación por desprendimiento de vórtices a partir de ensayos en túneles de viento. Como explican Gimsing y Georgakis (2012) la mayoría de puentes atirantados no sufren de oscilaciones por desprendimiento de vórtices. La velocidad crítica de desprendimiento de vórtices no indica la velocidad con la que el puente está definitivamente propenso a oscilar, sino la velocidad con la cual los vórtices se desprenden con la misma frecuencia que la de un modo en particular. Existen otras condiciones que deben cumplirse para que el puente oscile por desprendimiento de vórtices, las cuales son presentadas por Gimsing y Georgakis:

- Bajo amortiguamiento estructural (Las estructuras de acero tienen un amortiguamiento más bajo de las de concreto).
- Flujo de viento laminar.
- Flujo de viento casi perpendicular al eje del puente, en un rango de  $\pm 20^\circ$ .
- La velocidad crítica debe ser lo suficientemente alta para tener la energía necesaria para excitar al puente.

### 5.2.3. Galope (Galloping)

El galope es una oscilación aeroelástica de un grado de libertad en la dirección transversal al viento, siendo las secciones cajón no aerodinámicas y con relaciones Ancho/Espesor bajas, particularmente susceptibles a este tipo de oscilación (Vaz, Almeida y Janeiro, 2018).

Chen y Duan (2000) explican el fenómeno de galope en el tablero a partir del esquema mostrado en la Figura 5.2.3-1. En la parte (a) se muestra que la sección del tablero se está moviendo de forma ascendente con una velocidad  $\dot{y}$  ante un viento horizontal de velocidad  $U$ . En la parte (b) se muestra un fenómeno equivalente a la parte (a), pero en este caso el tablero se encuentra estático y el viento tiene un ángulo de ataque equivalente  $\alpha = \text{atan}(\dot{y}/U)$ . Si el coeficiente de fuerza estática medido para este caso es negativo (hacia arriba) la sección tendrá un movimiento ascendente adicional, resultando en una vibración de tipo galope. Si esto no ocurre, la vibración es estable (Chen y Duan, 2000). A partir de este ejemplo, Chen y Duan (2000) explican que el fenómeno de galope es causado debido a un cambio en el ángulo de ataque efectivo debido al movimiento vertical o torsional del tablero.

Chen y Duan (2000) presentan la ecuación de movimiento que describe el fenómeno de galope como se muestra a continuación:

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = -\frac{1}{2}\rho U^2 B \left( \frac{dC_L}{d\alpha} + C_D \right) \frac{\dot{y}}{U}$$

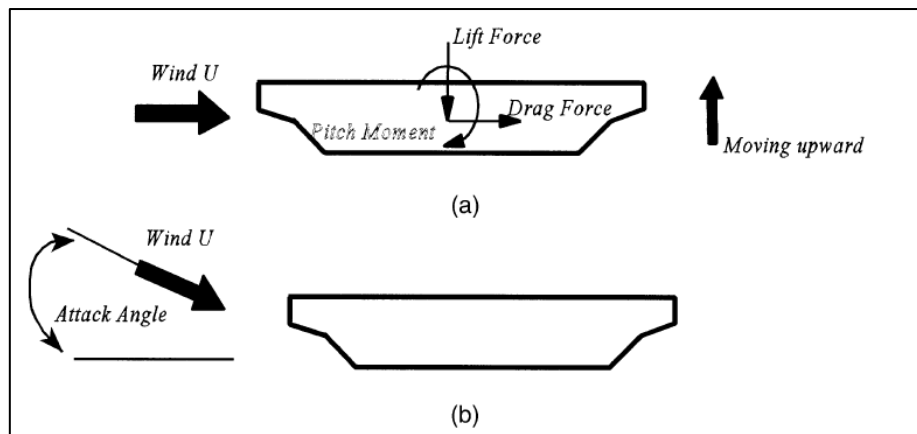
La fuerza de viento induce un amortiguamiento aerodinámico adicional en el cuerpo, el cual se suma al amortiguamiento estructural (Stathopoulos y Baniotopoulos, 2007). El lado derecho de la ecuación representa la fuerza de amortiguamiento aerodinámico y  $C_L$  y  $C_D$  son los coeficientes de fuerza estática de levante y de arrastre, respectivamente. Si el amortiguamiento total es menor que cero, es decir,

$$c + \frac{1}{2}\rho UB \left( \frac{dC_L}{d\alpha} + C_D \right) \leq 0 \quad \dots \text{(Ec. 5.2.3 - 1)}$$

entonces el sistema se vuelve inestable (Chen y Duan, 2000). Al resolver la Ecuación 5.2.3-1 se obtiene la velocidad de viento crítica para el galope. Además, como lo explican Chen y Duan, dado que el amortiguamiento mecánico  $c$  es positivo, la ecuación 5.2.3-1 sólo es posible si se satisface el criterio de Den Hartog:

$$\left(\frac{dC_L}{d\alpha} + C_D\right) \leq 0 \quad \dots (Ec. 5.2.3 - 2)$$

Ecuación 5.2.3-2 se evalúa a partir de ensayos en túneles de viento, haciendo mejoras en la geometría de la sección de ser necesarias (Chen y Duan, 2000). Finalmente, Chen y Duan indican que el fenómeno de Galope raramente ocurre en los tableros de puentes vehiculares, pero sí puede ser importante en puentes peatonales y en cables. El fenómeno de galope en los cables se muestra en el acápite 5.3.

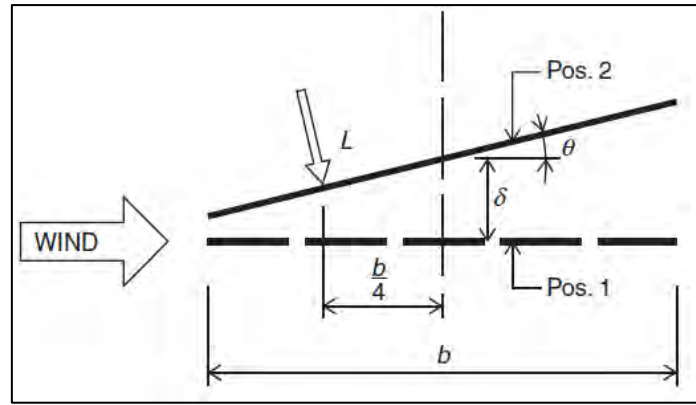


**Figura 5.2.3-1:** (a) Viento horizontal y sección con movimiento ascendente, (b) Sección sin movimiento y flujo de viento con un ángulo de ataque equivalente (Chen y Duan, 2000).

#### 5.2.4. Divergencia estática

Gimsing y Georgakis (2012) explican el fenómeno de divergencia estática a partir del comportamiento de una placa delgada de ancho  $b$ , longitud infinita y espesor infinitesimal (Figura 5.2.4-1), la cual está sometida a un flujo de viento horizontal de velocidad  $U$ . Como se observa en la Figura 5.2.4-1, la placa tiene una posición 1 neutral paralela al flujo del viento, y una posición 2 desplazada (Con un desplazamiento vertical  $\delta$  y una rotación  $\theta$ ), cuya deflexión introduce presiones aerostáticas. La resultante de estas presiones aerostáticas  $L$  se ubica en el punto a un cuarto de la longitud a barlovento (Gimsing y Georgakis, 2012)





**Figura 5.2.4-1:** Placa de espesor infinitesimal en la posición 1 neutral y la posición 2 deflectada (Gimsing y Georgakis, 2012).

La acción de las presiones aerostáticas puede descomponerse en una fuerza vertical  $L$  y un momento  $M$ , cuyas expresiones por unidad de longitud, asumiendo un valor de  $\theta$  pequeño, son (Gimsing y Georgakis, 2012):

$$L = -\pi\rho bU^2\theta$$

$$M = \frac{1}{4}\pi\rho b^2U^2\theta$$

Donde:

$\rho$  = Densidad del aire. Igual a  $1.25 \text{ kg/m}^3$ .

$U$  = Velocidad del flujo de viento.

Gimsing y Georgakis (2012) presentan la deducción de la velocidad crítica de divergencia estática para una placa infinitesimal. Las ecuaciones de movimiento para esta placa infinitesimal (presentadas por Gimsing y Georgakis) en función de las constantes de rigidez vertical y torsional,  $K_v$  y  $K_t$ , e ignorando el amortiguamiento, son:

$$K_v\delta + \mu\ddot{\delta} = L(t) \quad \dots (\text{Ec. 5.2.4 - 1})$$

$$K_t\theta + I_m\ddot{\theta} = M(t) \quad \dots (\text{Ec. 5.2.4 - 2})$$

Donde:

$\mu$  = Masa por unidad de longitud

$I_m$  = Momento de inercia de masa por unidad de longitud

Si se considera que la placa infinitesimal está sometida a una fuerza externa  $L_0$  y un momento externo  $M_0$ , se tiene:

$$L(t) = L_0 - \pi\rho bU^2\theta \quad \dots (\text{Ec. 5.2.4 - 3})$$

$$M(t) = M_0 + \frac{1}{4}\pi\rho b^2U^2\theta \quad \dots (\text{Ec. 5.2.4 - 4})$$

Finalmente, se obtienen las expresiones del equilibrio estático del estado deflectado. Considerando  $\ddot{\delta} = \ddot{\theta} = 0$  y reemplazando las 5.2.4-3 y 5.2.4-4 en las ecuaciones 5.2.4-1 y 5.2.4-2, se tiene:

$$K_v \delta = L_0 - \pi \rho b U^2 \theta$$

$$K_t \theta = M_0 + \frac{1}{4} \pi \rho b^2 U^2 \theta$$

Con lo cual se pueden obtener expresiones para la deflexión y la rotación:

$$\delta = \frac{1}{K_v} \left( L_0 - \frac{\pi \rho b U^2}{K_t - \frac{1}{4} \pi \rho b^2 U^2} M_0 \right)$$

$$\theta = \frac{M_0}{K_t - \frac{1}{4} \pi \rho b^2 U^2}$$

Como lo explican Gimsing y Georgakis (2012), a partir de la expresión para  $\theta$  resulta evidente que la presión aerostática reduce la rigidez torsional de  $(K_t)$  a  $\left(K_t - \frac{1}{4} \pi \rho b^2 U^2\right)$ . La velocidad crítica de divergencia  $U_d$  para una placa infinitesimal se obtiene al igualar la rigidez torsional reducida a cero (Gimsing y Georgakis, 2012):

$$K_t - \frac{1}{4} \pi \rho b^2 U_d^2 = 0$$

$$U_d = \frac{2}{b} \sqrt{\frac{K_t}{\pi \rho}} \quad \dots \text{(Ec. 5.2.4 - 5)}$$

La velocidad de divergencia  $U_d$  corresponde a la ocurrencia de un problema de estabilidad estático, en el cual aún una rotación muy pequeña implica desplazamientos sin límites (Gimsing y Georgakis, 2012).

Además, Gimsing y Georgakis (2012) presentan la expresión de  $U_d$  en función de la rigidez de los cables. Si se considera que la rigidez torsional de la sección depende únicamente de la rigidez al desplazamiento vertical de los cables ubicados en los extremos de la sección,  $K$ , la rigidez torsional quedaría expresada como:

$$K_t = \frac{K b^2}{2}$$

Reemplazando el valor de  $K_t$ , la expresión para la velocidad crítica de divergencia  $U_d$  para una placa infinitesimal, en función de la rigidez al desplazamiento vertical de los cables, es:

$$U_d = \sqrt{\frac{2K}{\pi\rho}} \quad \dots \text{(Ec. 5.2.4 - 6)}$$

Las ecuaciones 5.2.4-5 y 5.2.4-6 pueden utilizarse como una primera aproximación de la velocidad de divergencia, ya que pueden calcularse sin la necesidad de realizar ensayos de túneles de viento. Sin embargo, como lo explican Gimsing y Georgakis, el asumir que la sección de un tablero puede representarse con una placa infinitesimal puede ser muy poco preciso en muchos casos. Para tener una mejor precisión, la velocidad de divergencia deberá calcularse en función del coeficiente de momento aerodinámico para distintos ángulos de ataque del viento (Gimsing y Georgakis, 2012). A continuación, se presenta la deducción de la velocidad de divergencia en función de  $C_t(\theta)$ , presentada por Gimsing y Georgakis (2012).

Conociendo el coeficiente de momento aerodinámico  $C_t(\theta)$ , el momento aerodinámico se expresa como:

$$M_t(\theta) = \frac{1}{2}\rho U^2 b^2 C_t(\theta)$$

La función  $C_t(\theta)$  puede expandirse usando las series de Taylor. Asumiendo una función  $C_t(\theta)$  lineal en el contorno de  $\theta = 0$ , el momento aerodinámico sería:

$$M_t(\theta) = \frac{1}{2}\rho U^2 b^2 [C_t(0) + \theta C'_t(0)]$$

Donde:

$C'_t$  = Primera derivada de  $C_t$  con respecto a  $\theta$ .

Si se considera también un momento externo  $M_0$ , la ecuación de equilibrio estático quedaría:

$$M_0 + \frac{1}{2}\rho U^2 b^2 [C_t(0) + \theta C'_t(0)] = K_t \theta$$

Con lo cual:

$$\theta = \frac{2M_0 - \rho U^2 b^2 C_t(0)}{2K_t - \rho U^2 b^2 C'_t(0)}$$

Como lo explican Gimsing y Georgakis, la estabilidad estará garantizada si  $C'_t(0) \leq 0$ . Esto puede verificarse en los resultados de ensayos en túneles de viento al evaluar la pendiente de

la gráfica  $C_t$  vs  $\theta$  (Figura 5.1.3-2). Sin embargo, si  $C'_t(0) > 0$ , la velocidad de divergencia se calculará igualando el denominador de la expresión anterior a cero ( $\theta$  infinito):

$$2K_t - \rho U^2 b^2 C'_t(0) = 0$$

$$U_d = \sqrt{\frac{2K_t}{\rho b^2 C'_t(0)}} \quad \dots (Ec. 5.2.4 - 7)$$

Finalmente, Gimsing y Georgakis (2012) mencionan que la velocidad de divergencia calculada con la ecuación 5.2.4-7 sólo será válida si se puede considerar que  $C_t(\theta)$  es lineal (ya que la expansión por series de Taylor se realizó considerando una función lineal). Caso contrario, deberá resolverse de forma iterativa la ecuación de equilibrio no lineal:

$$M_0 + \frac{1}{2} \rho U^2 b^2 C_t(\theta) - K_t \theta = 0$$

### 5.2.5. Aleteo acoplado (Flutter)

El aleteo es una oscilación inducida por el viento que tiene amplitudes destructivas (AASHTO, 2017). Esta oscilación está caracterizada por un acoplamiento de las oscilaciones verticales y torsionales, y ocurre cuando las frecuencias de estas dos oscilaciones coinciden (Gimsing y Georgakis, 2012). Por lo general, los puentes soportados por cables tienen una frecuencia torsional mayor que su frecuencia vertical, pero debido a la reducción de la rigidez torsional antes presiones aerostáticas, la frecuencia torsional decaerá conforme aumenta la velocidad del viento (Gimsing y Georgakis, 2012).

Gimsing y Georgakis (2012) presentan la ecuación de Frandsen para determinar la velocidad de aleteo de una placa de espesor infinitesimal, en función de su velocidad de divergencia estática y de sus frecuencias circulares de vibración:

$$U_f = U_d \sqrt{1 - \left(\frac{w_v}{w_t}\right)^2} \quad \dots (Ec. 5.2.5 - 1)$$

A partir de la ecuación 5.2.5-1, Gimsing y Georgakis presentan dos observaciones importantes: En primer lugar, la velocidad de aleteo es menor que la velocidad de divergencia, por lo cual la velocidad de aleteo es de mayor interés al evaluar la estabilidad aerodinámica de los puentes. En segundo lugar, puede observarse que la velocidad de aleteo

será menor en tanto más cercanas estén las frecuencias vertical y torsional. Gimsing y Georgakis (2012) recomiendan que la frecuencia torsional sea mayor que dos veces la frecuencia vertical:

$$w_t \geq 2w_v$$

La ecuación de Frandsen (Ec. 5.2.5-1) tiene un alto grado de simplificación, ya que únicamente usa las expresiones para presiones aerostáticas pero no toma en cuenta que el aleteo en realidad implica el movimiento de la placa infinitesimal, por lo cual el viento ya no es estacionario. Sin embargo, la ecuación de Frandsen tiene una buena aproximación al compararla con ecuaciones semi-empíricas ajustadas con resultados experimentales (Gimsing y Georgakis, 2012). La ecuación de Selberg es una ecuación semi-empírica de la velocidad de aleteo de una placa infinitesimal, que provee resultados adecuados cuando  $w_t > 1.5w_v$  (Gimsing y Georgakis, 2012). La ecuación de Selberg es presentada por Gimsing y Georgakis de la siguiente forma:

$$U_f = 0.52U_d \sqrt{\left[1 - \left(\frac{w_v}{w_t}\right)^2\right]} b \sqrt{\frac{\mu}{I_m}}$$

Svensson (2012) presenta la ecuación de Selberg con una notación ligeramente distinta a la de Gimsing y Georgakis (esta vez no se encuentra en función de  $U_d$ ), y con la inclusión de un factor de reducción  $\eta$  que depende de la forma de la sección (La expresión original de Selberg corresponde a placas infinitamente delgadas):

$$V_{cr} = \eta \cdot 2\pi \cdot b \cdot f_B \cdot \left[1 + \left(\frac{f_T}{f_B} - 0.5\right) \cdot \sqrt{\frac{0.72 \cdot m \cdot r}{\pi \cdot \rho \cdot b^3}}\right] \dots (Ec. 5.2.5 - 2)$$

Donde:

$\eta$  = Factor de reducción para secciones que no son placas delgadas

$b$  = Ancho del tablero

$f_B$  = Primera frecuencia a la flexión

$f_T$  = Primera frecuencia a la torsión. Gimsing y Georgakis recomiendan  $f_T \geq 2f_B$

$m$  = Masa de la viga por unidad de longitud

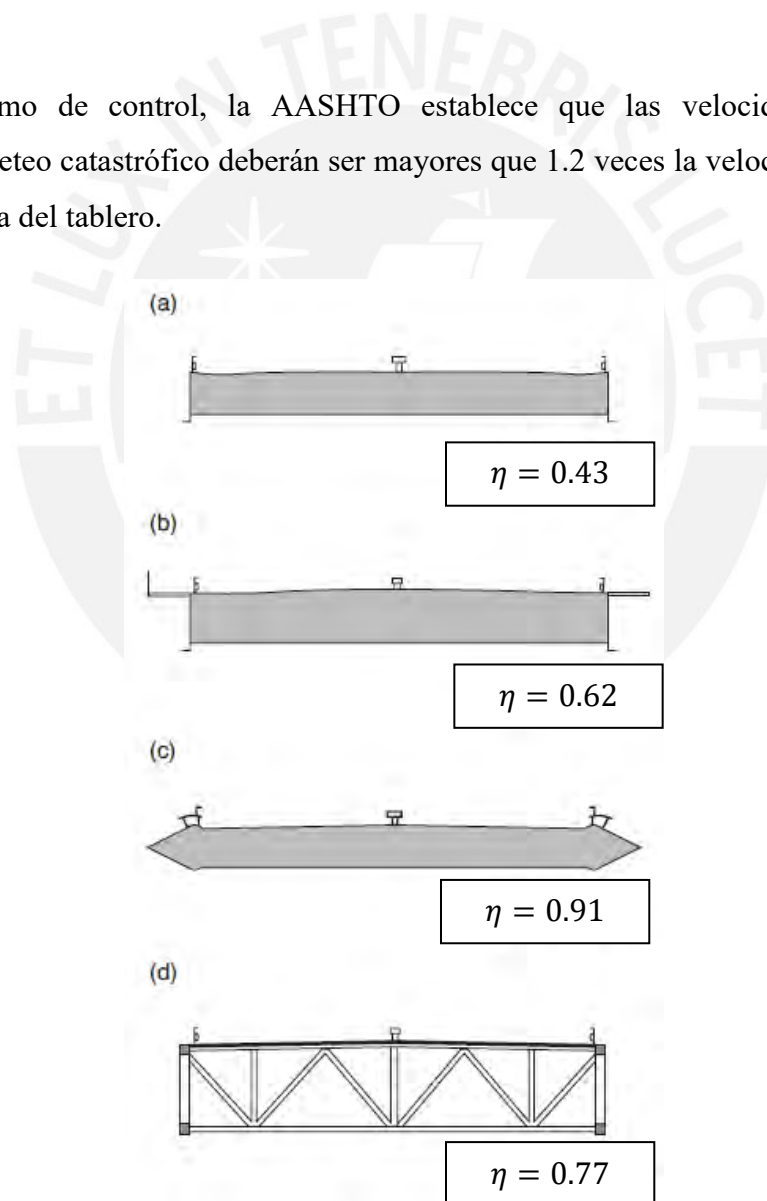
$$r = \sqrt{\frac{I_x + I_y}{A}}$$

$\rho$  = Densidad del aire, igual a 1.25 kg/m<sup>3</sup>

Gimsing y Georgakis (2012) presentan valores de  $\eta$  obtenidos a partir de ensayos en túneles de viento realizados durante el proceso de diseño del puente Little Belt (Dinamarca). En la Figura 5.2.5-1 (Gimsing y Georgakis, 2012) se puede apreciar que el valor de  $\eta$  de 0.43 para una sección cajón de bordes planos (Sección a), y de 0.91 para una sección cajón con bordes inclinados (Sección c). Para las demás secciones mostradas en la figura, se tienen valores de  $\eta$  intermedios.

Para fines prácticos, se pueden considerar valores de  $\eta$  entre 0.4 y 0.9 (dependiendo de la forma de la sección) para realizar una estimación de la velocidad de aleteo con la ecuación 5.2.5-3, y después contrastarla con la velocidad crítica obtenida de ensayos en túneles de viento.

Como mecanismo de control, la AASHTO establece que las velocidades críticas de divergencia y aleteo catastrófico deberán ser mayores que 1.2 veces la velocidad de viento de diseño a la altura del tablero.



**Figura 5.2.5-1:** Valores de  $\eta$  para distintas secciones obtenidos durante el proceso de diseño del puente Little Belt (Adaptado de Gimsing y Georgakis, 2012)

Gimsing y Georgakis (2012) presentan también una evaluación semi-empírica del aleteo más precisa, propuesta por Scanlan y Tomko, en la cual se obtienen de forma empírica unos coeficientes de fuerza aeroelástica denominados “derivados de aleteo” (flutter derivatives). Estos coeficientes derivados de aleteo se usan para determinar qué tan propenso es el puente a exhibir inestabilidad por aleteo (Gimsing y Georgakis, 2012). Las fuerzas aeroelásticas auto-excitadas del puente vertical, torsional y lateralmente (por unidad de longitud) serán (Gimsing y Georgakis, 2012):

$$L_{ae} = \frac{1}{2} \rho U^2 b \left[ \lambda_R H_1^* \frac{\delta}{U} + \lambda_R H_2^* \frac{b \dot{\theta}}{U} + \lambda_R^2 H_3^* \theta + \lambda_R^2 H_4^* \frac{\delta}{b} \right] \dots (Ec. 5.2.5 - 4)$$

$$M_{ae} = \frac{1}{2} \rho U^2 b \left[ \lambda_R A_1^* \frac{\delta}{U} + \lambda_R A_2^* \frac{b \dot{\theta}}{U} + \lambda_R^2 A_3^* \theta + \lambda_R^2 A_4^* \frac{\delta}{b} \right] \dots (Ec. 5.2.5 - 5)$$

$$D_{ae} = \frac{1}{2} \rho U^2 b \left[ \lambda_R P_1^* \frac{p}{U} + \lambda_R P_2^* \frac{b \dot{\theta}}{U} + \lambda_R^2 P_3^* \theta + \lambda_R^2 P_4^* \frac{p}{b} \right] \dots (Ec. 5.2.5 - 6)$$

Donde:

$\delta, \theta, p$  = Traslación vertical, giro torsional y translación lateral.

$\lambda_R$  = Frecuencia circular reducida (no dimensional), es inversa a la velocidad reducida:

$$\lambda_R = \frac{2\pi}{U_R} = \frac{b\omega}{U}$$

$H_i^*, A_i^*, P_i^*$  ( $i = 1, \dots, 4$ ) = Coeficientes derivados de aleteo (Flutter derivatives)

Los derivados de aleteo por lo general se obtienen de ensayos en túneles de viento con modelos de sección (Gimsing y Georgakis, 2012). A partir de las ecuaciones 5.2.5-4 a la 5.2.5-6, Gimsing y Georgakis explican la forma de interpretar los derivados de aleteo: Puede observarse que los derivados están asociados con fuerzas proporcionales a desplazamientos (relacionadas con la rigidez) o con fuerzas proporcionales a la velocidad (relacionadas con el amortiguamiento). Los cambios en la rigidez del tablero debido a las fuerzas proporcionales a desplazamientos son poco significativos, por lo cual se evalúan únicamente los derivados asociados con las fuerzas proporcionales a la velocidad, es decir, los derivados con subíndices 1 y 2.

Como explican Gimsing y Georgakis (2012), es importante evaluar el signo de los coeficientes derivados, ya que una fuerza aeroelástica proporcional a la velocidad positiva



implica un amortiguamiento negativo, y mientras mayor sea el nivel de amortiguamiento negativo mayor será la tendencia a la inestabilidad. Los signos de los coeficientes derivados pueden interpretarse de la siguiente forma (Gimsing y Georgakis, 2012):

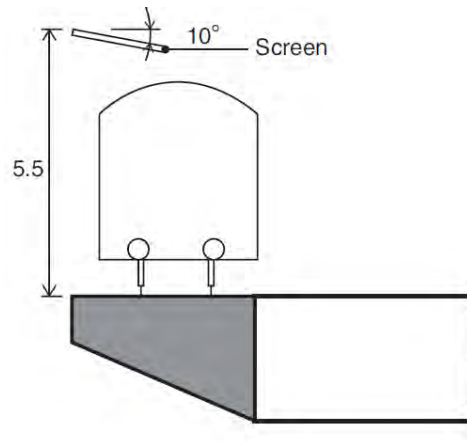
- $H_1^*$  positivo: Tendencia a inestabilidad inducida por vórtices.
- $A_2^*$  positivo: Tendencia a inestabilidad inducida aleteo torsional.
- $H_2^*$  y  $A_1^*$  positivos: Fuerte acoplamiento aerodinámico y potencial aleteo acoplado.

Finalmente, debe tenerse en cuenta que si bien el puente puede tener una relación entre la frecuencia torsional y vertical mayor que 2, esta relación será distinta durante el proceso constructivo. Como indican Gimsing y Georgakis (2012), durante el proceso constructivo podrían llegar a tenerse frecuencias torsionales y verticales peligrosamente cercanas. De ser éste el caso, y teniendo en cuenta que la viga de rigidez es apreciablemente más flexible durante el proceso constructivo, podría ser necesario efectuar alguna medida de mitigación temporal. Cabe destacar además que la probabilidad de ocurrencia de la máxima velocidad de viento esperada es mucho menor durante el lapso del proceso constructivo, por lo cual podría considerarse una velocidad de viento esperada inferior a la considerada durante la evaluación de la estabilidad aerodinámica del puente ya construido.

#### **5.2.6. Efecto de los vehículos**

Como explican Gimsing y Georgakis (2012), las propiedades aerodinámicas del puente pueden verse afectadas negativamente por la presencia de vehículos sobre el tablero. Por este motivo, es común que los puentes más largos se clausuren cuando la velocidad del viento llega a una cierta magnitud, por ejemplo 25 m/s (90 km/h) o ante vientos extremos, como por ejemplo tifones (Gimsing y Georgakis, 2012).

A manera de ejemplo, Gimsing y Georgakis (2012) muestran una medida de mitigación estudiada durante la evaluación aerodinámica del puente Parana ante la presencia de un tren. Esta medida consistió en una pantalla ubicada sobre el tren con una ligera inclinación (Figura 5.2.6-1). Si bien la medida no fue implementada, demostró resultados favorables en los ensayos de túneles de viento (Gimsing y Georgakis, 2012).



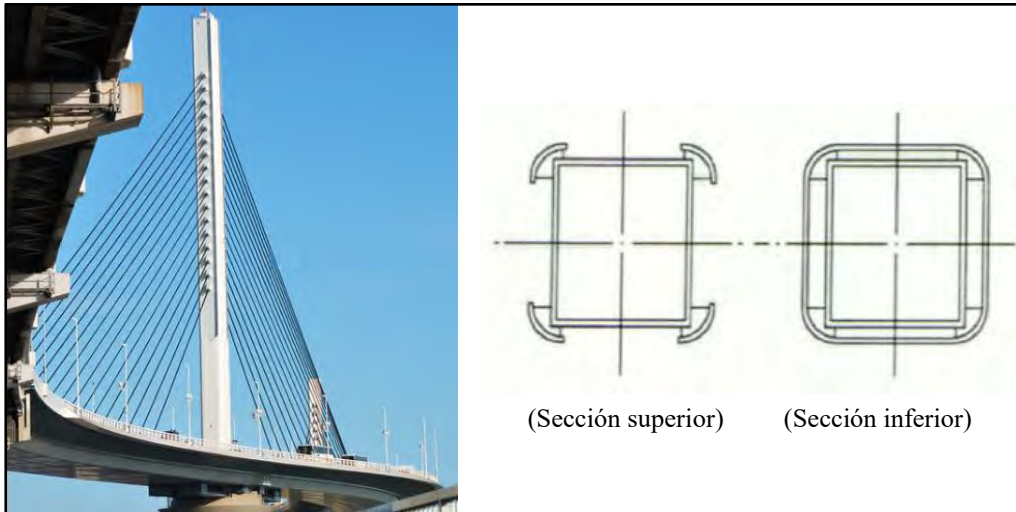
**Figura 5.2.6-1:** Modificación en el puente Parana para mejorar su estabilidad aerodinámica en presencia de un tren (Tomado de Gimsing y Georgakis, 2012).

### 5.2.7. Estabilidad de las torres

Las oscilaciones inducidas por el viento en las torres pueden tener importancia principalmente durante el proceso constructivo, cuando las torres suelen ser más flexibles. Las torres de acero son particularmente susceptibles a estas oscilaciones, debido a sus bajos niveles de amortiguamiento inherente y masa (Gimsing y Georgakis, 2012).

Mejoras en la forma de los pilares o el uso de amortiguadores son ejemplos de medidas de mitigación. A manera de ejemplo, Gimsing y Georgakis mencionan el problema de oscilaciones por desprendimiento de vórtices que tuvo el puente Forth Road durante su construcción. Para solucionar el problema, se instalaron temporalmente amortiguadores de fricción entre los pilares de la torre.

Ito (1998) muestra algunos ejemplos de torres de acero para puentes atirantados en Japón, en donde se tuvieron consideraciones especiales por efectos aerodinámicos. Uno de ellos es el puente Katsushika Harp (Figura 5.2.7-1), en donde se colocaron elementos redondeados en las esquinas de la sección para mejorar sus propiedades aerodinámicas. Se determinó que estos elementos de esquina se requerían sólo en los dos tercios superiores de la torre, por lo cual en el tercio inferior los elementos de esquina se unieron entre sí formando una sección cerrada (Ito, 1998).



**Figura 5.2.7-1:** Puente Katsushika Harp y sección transversal.

Izquierda: <https://www.flickr.com/photos/27889738@N07/5408033222>

Derecha: Ito (1998)

Otros ejemplos presentados por Ito (1998) son el puente Meiko y el puente Tataru. En el puente Meiko, las torres de 190 m de altura cuentan con una sección octogonal, como se aprecia en la Figura 5.2.7-2. En el puente Tataru, las torres de 226 m tienen una sección cuadrada con esquinas entrantes, como se aprecia en la Figura 5.2.7-3.



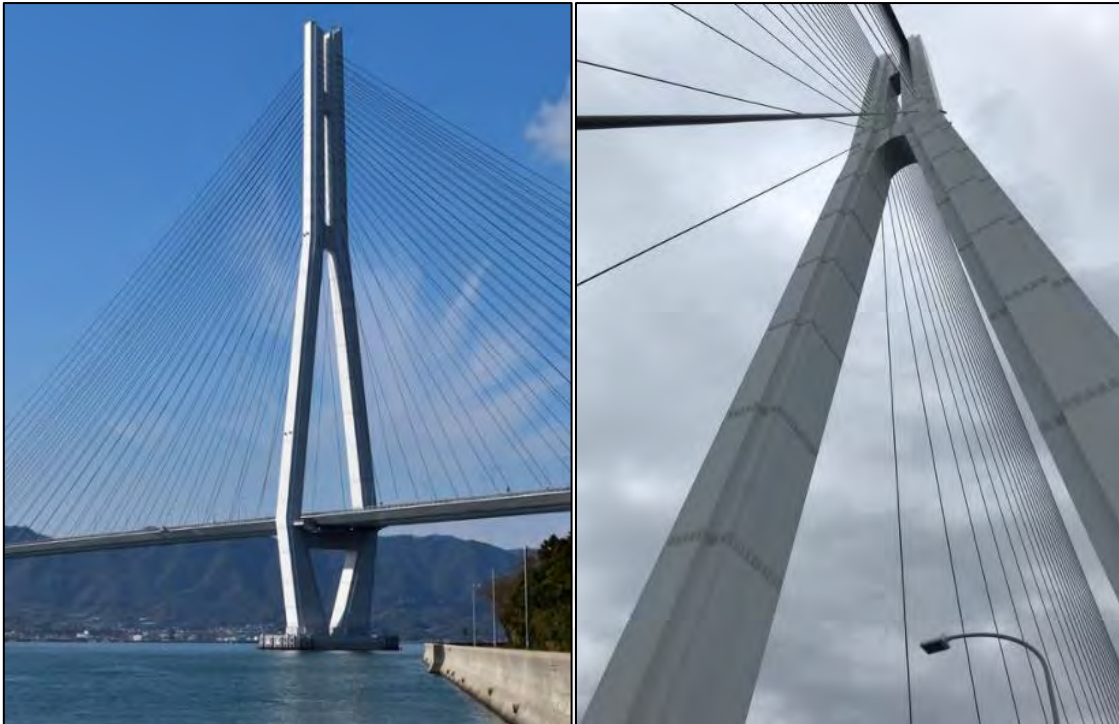
**Figura 5.2.7-2:** Puente Meiko.

Izquierda:

[https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Meiko\\_Central\\_Bridge\\_20160904A.jpg](https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Meiko_Central_Bridge_20160904A.jpg)

Derecha:

<https://ja.wikipedia.org/wiki/%E3%83%95%E3%82%A1%E3%82%A4%E3%83%AB>  
:Meiko\_Central\_Bridge\_20170917B.jpg



**Figura 5.2.7-3:** Puente Tatarabashi.

Izquierda y derecha:

[https://www.tripadvisor.com.pe/Attraction\\_Review-g651649-d6535763-Reviews-Tatarabashi\\_Bridge-Onomichi\\_Hiroshima\\_Prefecture\\_Chugoku.html](https://www.tripadvisor.com.pe/Attraction_Review-g651649-d6535763-Reviews-Tatarabashi_Bridge-Onomichi_Hiroshima_Prefecture_Chugoku.html)

### **5.2.8. Consideraciones en el diseño**

Como lo explican Chen y Duan (2000) el procedimiento general del diseño aerodinámico consiste en realizar un diseño estructural preliminar del puente, y luego un especialista en viento debe evaluar el comportamiento aerodinámico mediante ensayos en túneles de viento.

Es importante, por lo tanto, que el diseño preliminar sea óptimo para que los resultados de los ensayos en túneles de viento sean favorables y no se requiera de cambios significativos en el diseño (Lo cual puede retrasar significativamente el proceso de diseño). Chen y Duan (2000) explican que el comportamiento aerodinámico de los puentes depende de cuatro parámetros: La configuración estructural, la rigidez, la forma de la sección y el amortiguamiento.

En lo que respecta a la configuración estructural, Chen y Duan (2000) ordenan de peor a mejor los comportamientos aerodinámicos como sigue: Puentes colgantes, puentes atirantados, puentes en arco, y puentes reticulares (El ordenamiento corresponde a la rigidez con la que cuentan las distintas configuraciones estructurales). Es por ello que la AASHTO

considera que todos los puentes soportados por cables deben de considerarse como sensibles al viento.

Con respecto a la rigidez, Chen y Duan (2000) consideran que para los puentes largos no es económico agregar más material para aumentar la rigidez, sino más bien cambiar las condiciones de borde, como por ejemplo las conexiones entre el tablero y las torres. Además, para el caso de los puentes atirantados, torres con forma de A o con forma de Y invertida permiten una mayor rigidez torsional del tablero que las torres en forma de H (Chen y Duan, 2000). Esto último ocurre cuando se cuenta con 2 planos de cables (uno a cada extremo del tablero) ya que si se cuenta con un solo plano de cables la rigidez torsional depende exclusivamente de la viga de rigidez.

Otro parámetro a considerar es la forma de la sección. Las secciones aerodinámicas bloquean menos viento que las secciones abultadas, y cambios pequeños en la sección pueden afectar significativamente el comportamiento aerodinámico (Chen y Duan, 2000). Como se vió previamente, es favorable tener relaciones Ancho/Peralte grandes, idealmente mayores que 10.

El cuarto parámetro destacado por Chen y Duan (2000) es el amortiguamiento. Los puentes de acero tienen un menor amortiguamiento (y un menor peso) que los puentes de concreto, por lo cual son más susceptibles a tener problemas aerodinámicos. Aumentar el amortiguamiento puede reducir significativamente las vibraciones (Chen y Duan, 2000). Como se presenta en el acápite 5.3, es frecuente el uso de amortiguadores para controlar las vibraciones de los cables. Para aumentar el amortiguamiento del tablero, es posible el uso de amortiguadores de masa sintonizada (TMD, por sus siglas en inglés). Como explican Vaz et al. (2018), los TMD son sistemas de vibración secundarios diseñados para tener la misma frecuencia natural que el sistema de vibración principal, de forma tal que cuando el puente oscila el TMD genera fuerzas estabilizadoras. Como explica Karoumi (1998) una desventaja de este sistema radica en el hecho de que su desempeño se deteriora significativamente cuando las propiedades dinámicas de la estructura son diferentes que las calculadas durante el diseño del TMD. Karoumi (1998) presenta el esquema básico de un TMD en la sección de un puente, el cual se muestra en la Figura 5.2.8-1. En la Figura,  $k_{tmd}$ ,  $c_{tmd}$ ,  $w_{tmd}$ ,  $m_{tmd}$  corresponden a la rigidez, amortiguamiento, frecuencia y masa del TMD. Karoumi (1998) muestra ecuaciones aproximadas para el cálculo de la frecuencia y la razón de amortiguamiento del TMD:

$$w_{tmd} = \frac{w_i}{1 + \mu}$$

$$\xi_{tmd} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1 + \mu)^3}}$$

Donde:

$w_i$  = Frecuencia del modo de vibración del puente con el cual se quiere sintonizar.

$\mu$  = Razón entre la masa del TMD y la masa de la estructura ( $m_{tmd}/m_i$ ). Por lo general entre 0.01 y 0.04.

La Figura Figura 5.2.8-2 muestra dos amortiguadores de masa sintonizada con una masa total de 5.6 t, que fueron colocados en el puente atirantado peatonal Malta Center (Fiebig, 2010).

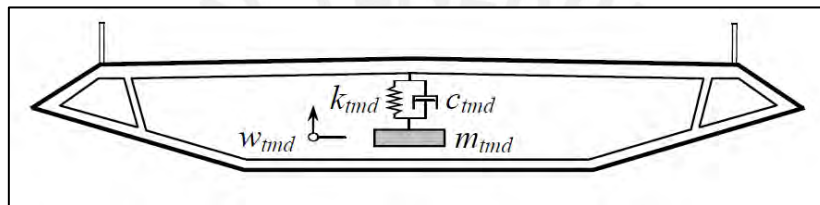


Figura 5.2.8-1: Esquema del amortiguador de masa sintonizada (Karoumi, 1998)



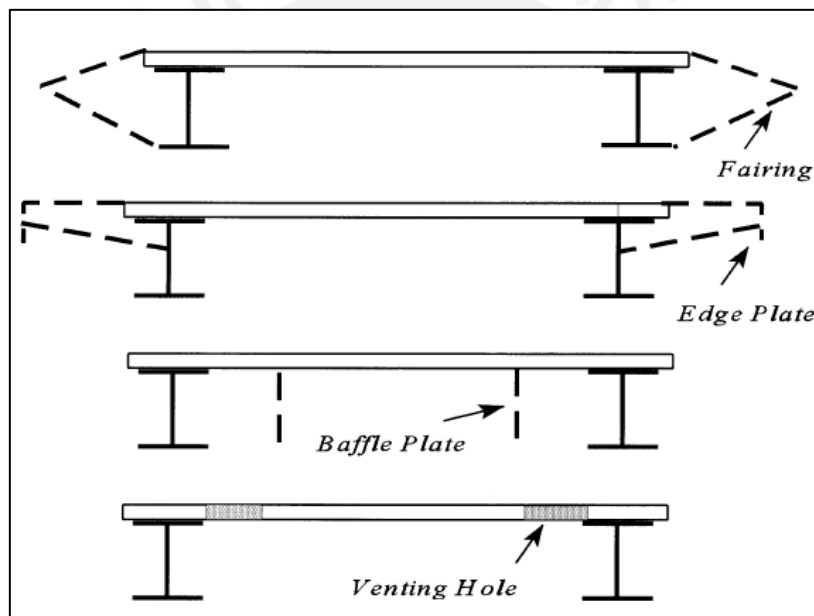
Figura 5.2.8-2: Amortiguadores de masa sintonizada en el puente atirantado peatonal Malta Center (Fiebig, 2010).

### 5.2.9. Medidas de mitigación adicionales

Si la sección previamente diseñada tiene un comportamiento aerodinámico pobre al evaluarla mediante los ensayos en túneles de viento, no es común cambiar todo el diseño (por razones

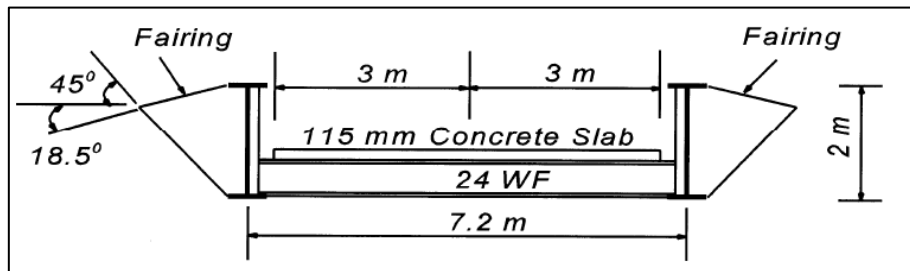
económicas y por el plazo de tiempo que requeriría) sino más bien cambiar los detalles de la sección (Chen y Duan, 2000). La Figura 5.2.9-1, tomada de Chen y Duan (2000), presenta algunos detalles que pueden ser añadidos a tableros compuestos para mejorar su comportamiento aerodinámico.

La primera opción de la Figura 5.2.9-1 presenta placas inclinadas a ambos lados de la sección, mientras que la segunda opción presenta placas de borde sostenidas por elementos en volado. La tercera opción corresponde a placas deflectoras ubicadas en el interior de la sección. Finalmente, la cuarta opción presenta orificios de ventilación presentes en el interior de la losa del tablero. A manera de ejemplo, Chen y Duan (2000) presentan el caso del puente Deer Isle, en donde se colocaron placas inclinadas a ambos lados del tablero para mejorar su comportamiento aerodinámico (Figura 5.2.9-2)



**Figura 5.2.9-1:** Modificaciones a secciones compuestas para mejorar su comportamiento aerodinámico (Chen y Duan, 2000)





**Figura 5.2.9-2:** Placas inclinadas a ambos lados de la sección del puente Deer Isle

Arriba: <https://fineartamerica.com/featured/1-deer-isle-bridge-ralph-staples.html>

Abajo: Chen y Duan (2000)

### 5.3. Estabilidad de los cables

Existen distintos fenómenos que deben considerarse al evaluar la estabilidad aerodinámica de los cables, entre ellos, las vibraciones por viento y lluvia, el galope ocasionado por la proximidad de obstáculos, y el galope de cables secos inclinados son los principales mecanismos a evaluar. Las vibraciones por desprendimiento de vórtices, si bien son posibles, generan oscilaciones de una amplitud pequeña, por lo cual no representan una condición determinante en la evaluación de la estabilidad.

Los cables son elementos lateralmente muy flexibles con una frecuencia fundamental muy baja y con un amortiguamiento inherente muy pequeño, por lo cual no son capaces de disipar mucha de la energía de excitación (FHWA, 2007). Los cables más largos serán los más susceptibles debido a su mayor exposición al viento y menor amortiguamiento (Gimsing y Georgakis, 2012).

### 5.3.1. El número de Scruton

El número de Scruton es un parámetro adimensional importante al evaluar la excitación debido a vórtices, las vibraciones por viento/lluvia, el galope por proximidad de obstáculos, y el galope de cables secos inclinados (FHWA, 2007). Se obtiene mediante la ecuación:

$$S_c = \frac{m\xi}{\rho D^2}$$

Donde:

$m$  = Masa del cable por unidad de longitud

$\xi$  = Razón de amortiguamiento del cable

$\rho$  = Densidad del aire. Puede tomarse como  $1.25 \text{ kg/m}^3$ .

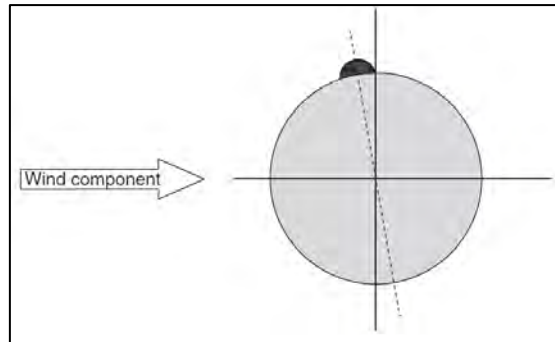
$D$  = Diámetro del cable

La mayoría de oscilaciones en cables inducidas por el viento son mitigadas incrementando el valor del número de Scruton (FHWA, 2007)

### 5.3.2. Galope por viento y lluvia

Este fenómeno, observado en muchos puentes atirantados, ocurre cuando una combinación de lluvia y viento a velocidades moderadas causa una vibración de alta amplitud en los cables (FHWA, 2007). La evidencia experimental sugiere que, al formarse pequeñas corrientes de agua sobre los cables, en una longitud significativa de ellos (Figura 5.3.1-1), se modifica la forma del cable, llevando al inicio del fenómeno de galope (Gimsing y Georgakis, 2012).

Como lo explica la FHWA (2007) las corrientes de agua que se forman sobre el cable, además de cambiar la forma del mismo, también se mueven cuando el cable oscila, causando cambios cíclicos en las fuerzas aerodinámicas, lo cual incrementa la energía de las oscilaciones. En los casos reportados de este fenómeno se han observado amplitudes de oscilación de 0.25 a 1.0 m (FHWA, 2007).



**Figura 5.3.1-1:** Formación de la corriente de agua sobre el cable. (Tomada de Gimsing y Georgakis, 2012).

Las condiciones para que ocurra el fenómeno de galope inducido por viento y lluvia son:

- Velocidad del viento: Gimsing y Georgakis (2012) consideran un rango entre 5-18 m/s (18 a 65 km/h). Velocidades por debajo de este rango no producen la energía suficiente para excitar el cable, y velocidades por encima del rango no permiten la formación de las corrientes de agua sobre el cable (Gimsing y Georgakis, 2012).
- Intensidad de la lluvia: Precipitaciones entre 1-10 mm/h permiten la formación de las corrientes de agua sobre los cables (Gimsing y Georgakis, 2012).
- Cables con bajo amortiguamiento y frecuencias modales entre 0.5-3.3 Hz (Gimsing y Georgakis, 2012).
- Dirección del viento: Experimentalmente, la FHWA ha demostrado que las máximas excitaciones se producen cuando la dirección del viento se encuentra a 45° con respecto al plano de cables, con los cables declinando con respecto al sentido del viento.

Para reducir el efecto de vibraciones por lluvia/viento, la FHWA recomienda el uso de cables con una superficie tratada que evite la formación de corrientes de agua longitudinales al cable. Los tratamientos típicos de las superficies de los tubos se muestran en el acápite 5.3.6.

Además, para limitar las oscilaciones producidas por viento y lluvia a un nivel inofensivo, la FHWA limita el valor del número de Scruton como sigue:

- Para arreglos de cables regulares:

$$\frac{m\xi}{\rho D^2} > 10$$

- Para cables de cordones agrupados dentro de tubos, con una superficie tratada para mitigar vibraciones por viento/lluvia:

$$\frac{m\bar{\xi}}{\rho D^2} > 5$$

La FHWA indica que el límite de  $S_c > 5$  aplica para el caso de cables simples regularmente espaciados, pero para geometrías inusuales o arreglos con cables dobles este límite debe aumentarse. En general, la FHWA recomienda que el número de Scruton se mantenga lo más alto posible mediante el uso de amortiguadores y/o tirantes cruzados (Los cuales se presentan en el acápite 5.3.6.)

### 5.3.3. Galope por proximidad de obstáculos en grupos de cables

El galope por proximidad de obstáculos puede ocurrir en elementos que se encuentran próximos a otros objetos, y vibran debido a la naturaleza especial del flujo generado por el objeto de cara al viento (Gimsing y Georgakis, 2012). En el caso de los tirantes de un puente, este fenómeno puede ocurrir cuando los cables se encuentran agrupados, y el galope por proximidad genera movimientos elípticos debido a variaciones en las fuerzas aerodinámicas de arrastre y transversales, generando oscilaciones de gran amplitud (FHWA, 2007).

La FHWA presenta una expresión para determinar la velocidad crítica por encima de la cual puede esperarse inestabilidad debido a galope por proximidad:

$$U_{crít} = cfD\sqrt{S_c} \quad \dots (Ec 5.3.3 - 1)$$

Donde:

$f$  = Frecuencia natural. La FHWA aconseja considerar los 3 primeros modos de vibración.

$D$  = Diámetro del cable.

$S_c$  = Número de Scruton

$c$  = Constante que depende del espaciamiento libre entre cables. La FHWA presenta los valores comúnmente usados:

- Para cables con poca separación (De 2D a 6D):  $c = 25$
- Para cables con separación normal (10D a más):  $c = 80$

Como explica la FHWA, existen dos posibilidades de mitigación: Elevar el número de Scruton (Incrementando el amortiguamiento) o aumentando la frecuencia de oscilación. Sin embargo, en este caso en particular el incremento de la frecuencia es más efectivo que el

incremento del amortiguamiento, debido a la raíz cuadrada de  $S_c$  en la ecuación. La frecuencia de oscilación puede incrementarse mediante el uso de tirantes cruzados, para acortar la longitud efectiva de los cables (FHWA, 2007).

Por último, la FHWA destaca que el galope por proximidad no es un problema de diseño importante en arreglos de cables normales y bien separados. Sin embargo, sí puede necesitar una especial atención en casos inusuales (FHWA, 2007)

#### **5.3.4. Galope de cables secos inclinados**

Como indica la FHWA (2007), el galope de cables secos es teóricamente posible y muchos puentes atirantados existentes son susceptibles a sufrir oscilaciones de grandes amplitudes debido a este fenómeno, sin embargo, no existe evidencia de su ocurrencia en campo.

Un cable circular no tiene oscilaciones por galope si se encuentra alineado de forma perpendicular al flujo de viento, sin embargo, si el cable presenta una inclinación el viento actuará sobre una sección elíptica del cable, y existirá una potencial inestabilidad por galope si el amortiguamiento es demasiado bajo (FHWA, 2007).

La FHWA presenta un criterio de inestabilidad obtenido experimentalmente por Saito et al., la cual es similar a la Ecuación 5.3.3-1 con un valor de  $c$  igual a 40:

$$U_{crit} = 40\sqrt{S_c}fD \quad \dots (Ec. 5.3.4 - 1)$$

Sin embargo, la FHWA explica que el criterio propuesto por Saito et al. es difícil de conseguir para puentes muy largos con cables de diámetros típicos entre 150 y 200 mm. A partir de resultados experimentales obtenidos por la FHWA, se llegó a la conclusión de que para razones de amortiguamiento mayores que 0.003, las oscilaciones por galope en cables secos y por desprendimiento de vórtices son insignificantes. Gimsing y Georgakis (2012) recomiendan una razón de amortiguamiento de 0.005 a partir de resultados experimentales obtenidos por Larose, Zasso y Grappino (2005). De cualquier forma, razones de amortiguamiento de 0.003 o 0.005 son valores alcanzables en puentes atirantados (Gimsing y Georgakis, 2012). Dado que la FHWA establece un número de Scruton mínimo para mitigar las vibraciones producidas por viento/lluvia, puede considerarse que la inestabilidad por galope en cables secos se suprime automáticamente si se provee de un amortiguamiento suficiente para mitigar las vibraciones producidas por viento/ lluvia (FHWA, 2007).

### **5.3.5. Desprendimiento de vórtices**

La velocidad crítica por desprendimiento de vórtices en función del número de Strouhal se presentó en el acápite 5.2.2, y para cables circulares el número de Strouhal es de 0.2. Sin embargo, la amplitud de las oscilaciones debido a vórtices suele ser pequeña, aún con razones de amortiguamiento bajas. Por ello, el desprendimiento de vórtices no suele representar un problema de vibración importante, y puede ser suprimido añadiendo una cantidad pequeña de amortiguamiento (FHWA, 2007).

De acuerdo a la FHWA, el amortiguamiento inherente de los cables suele encontrarse entre 0.001 y 0.005. Con el límite superior de 0.005, la amplitud de las oscilaciones es alrededor del 0.5% del diámetro del cable, mientras que para el límite inferior de 0.001 la amplitud de las oscilaciones es de aproximadamente 4% del diámetro. Como explica la FHWA, ambos valores son considerados bajos. Al igual que en el caso del galope en cables secos, con el número de Scruton mínimo impuesto por la FHWA para controlar oscilaciones por viento/llovía, las vibraciones por desprendimiento de vórtices quedan automáticamente suprimidas.

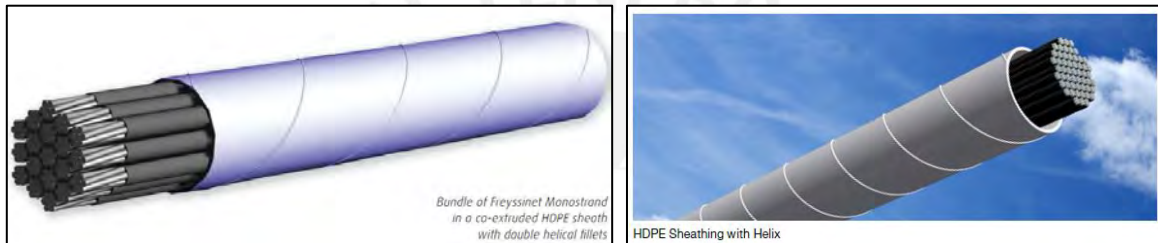
### **5.3.6. Medidas de mitigación**

#### **5.3.6.1. Tratamiento de la superficie**

Las superficies de los tubos que agrupan los cordones (strands) de un cable pueden ser tratadas para evitar la formación de corrientes de agua longitudinales, pues estas corrientes son la principal causa de las oscilaciones por viento/llovía. La Figura 5.3.6-1, tomada de Gimsing y Georgakis (2012), presenta las superficies tratadas típicas, las cuales incluyen: Canales longitudinales, resaltes longitudinales, hoyuelos, protuberancias, y resaltes helicoidales. A manera de ejemplo, en la Figura 5.3.6-2 se muestra un cable con resaltes helicoidales de las marcas Freyssinet y DSI.



**Figura 5.3.6-1:** Superficies tratadas típicas. (Tomada de Gimsing y Georgakis, 2012).



**Figura 5.3.6-2:** Ejemplo de cable con resalte helicoidal marca Freyssinet (izq.) y DSI (der.)

### 5.3.6.2. Amortiguamiento mecánico

Debido al bajo amortiguamiento inherente de los cables, es común el uso de amortiguadores para suprimir las vibraciones aerodinámicas. Estos amortiguadores se posicionan en el extremo inferior del cable, cerca de los anclajes, siendo evidente que mientras más cerca estén los amortiguadores del anclaje, menos efectivos son (Gimsing y Georgakis, 2012). A manera de ejemplo, en la Figura 5.3.6-3 muestra un amortiguador de la marca DSI y una fotografía de amortiguadores de la marca Freyssinet instalados en el puente Charilaos Trikoupi.



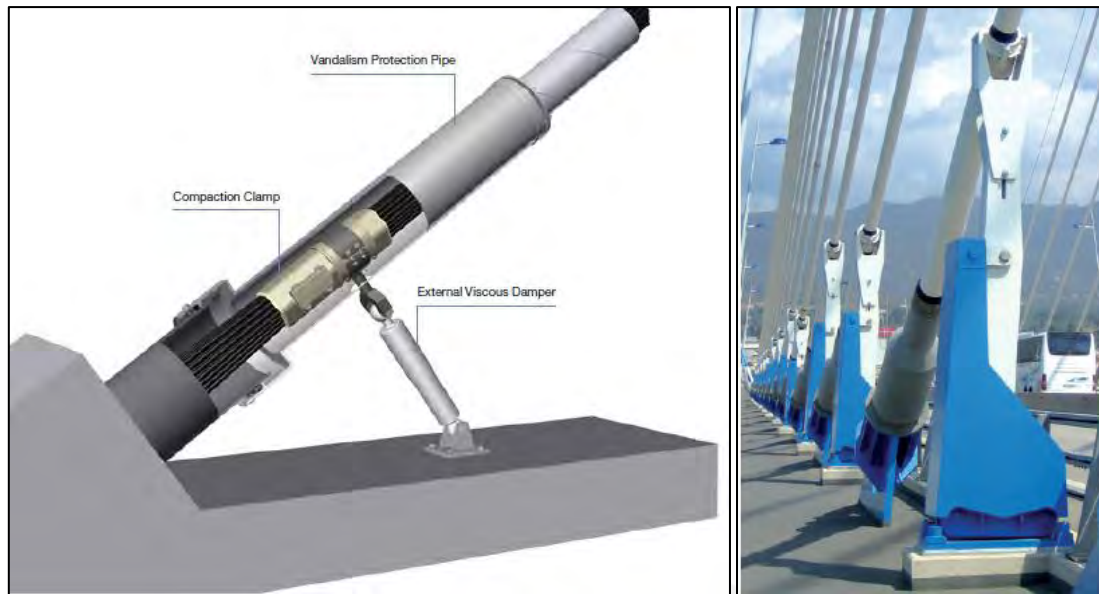


Figura 5.3.6-3: Ejemplo de amortiguadores marca DSI (izq.) y Freyssinet (der.)

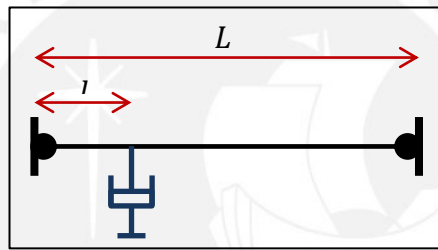


Figura 5.3.6-4: Esquema de la ubicación del amortiguador

Si la distancia del amortiguador al anclaje es  $l$  y la longitud total del cable es  $L$  (Figura 5.3.6-4), una solución aproximada para determinar la razón de amortiguamiento para una determinada relación  $l/L$  es presentada por la FHWA:

$$\frac{\xi_i}{l/L} \cong \frac{\pi^2 k}{(\pi^2 k)^2 + 1} \dots (Ec. 5.3.6 - 1)$$

Siendo:

$$k = \frac{c}{mLw_{01}} i \frac{l}{L} \dots (Ec. 5.3.6 - 2)$$

Donde:

$i$  = Modo de vibración

$c$  = Coeficiente de amortiguamiento

$m$  = Masa por unidad de longitud

$w_{01}$  = Frecuencia circular del primer modo (fundamental)

$l/L$  = Ubicación normalizada del amortiguador

La Ecuación 5.3.6-1 es válida para valores de  $l/L$  de hasta 0.03, mientras que para valores mayores la ecuación resulta conservadora (Gimsing y Georgakis, 2012).

Para obtener el valor de  $w_{o1}$  puede utilizarse la expresión obtenida de la ecuación de movimiento para cuerdas tensadas presentada por la FHWA:

$$w_n = \sqrt{\frac{H}{m}} \cdot \frac{n \cdot \pi}{L}$$

Donde:

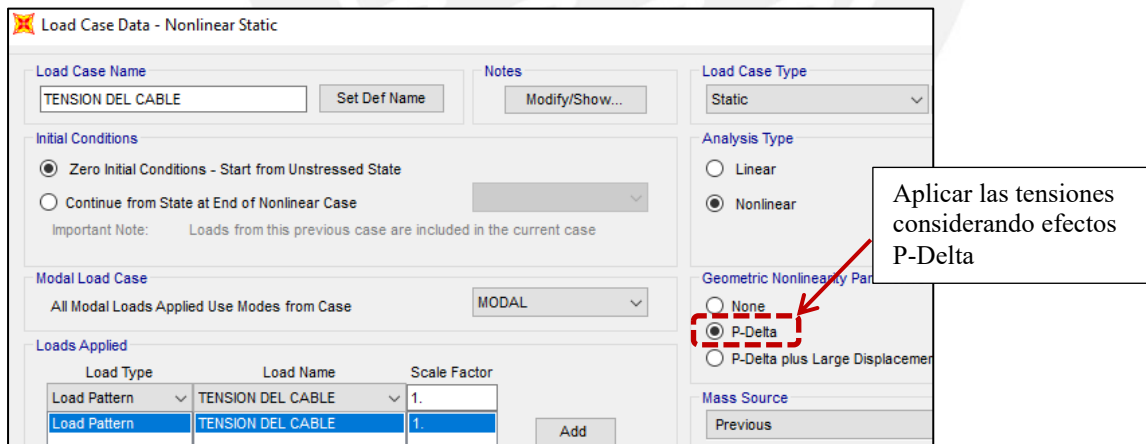
$H$  = Tensión del cable

$m$  = Masa por unidad de longitud

$n$  = Número del modo, igual a 1 para el cálculo de  $w_{o1}$

$L$  = Longitud del cable

Alternativamente, las frecuencias de vibración  $f$  pueden obtenerse modelando el cable en el programa SAP2000, obteniendo luego las frecuencias circulares como  $w = 2\pi f$ . Si se utiliza el software mencionado, en primer lugar debe aplicarse la tensión en el cable utilizando un “Caso de Cargas” no lineal con efectos P-delta y un “Patrón de Cargas” denominado “target force”. Luego, debe realizarse el análisis modal considerando la rigidez del cable resultante del “Caso de Cargas” previamente aplicado.



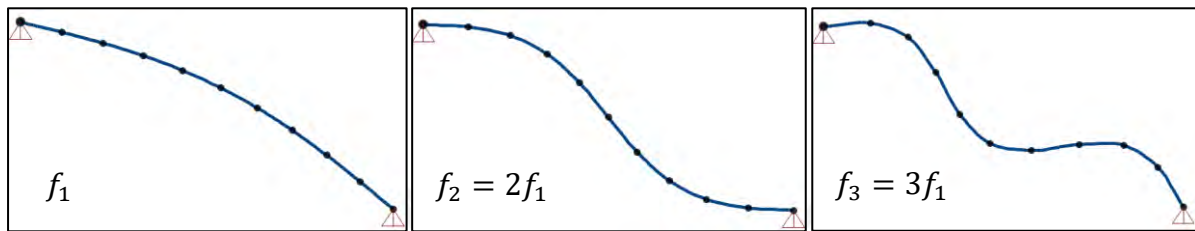
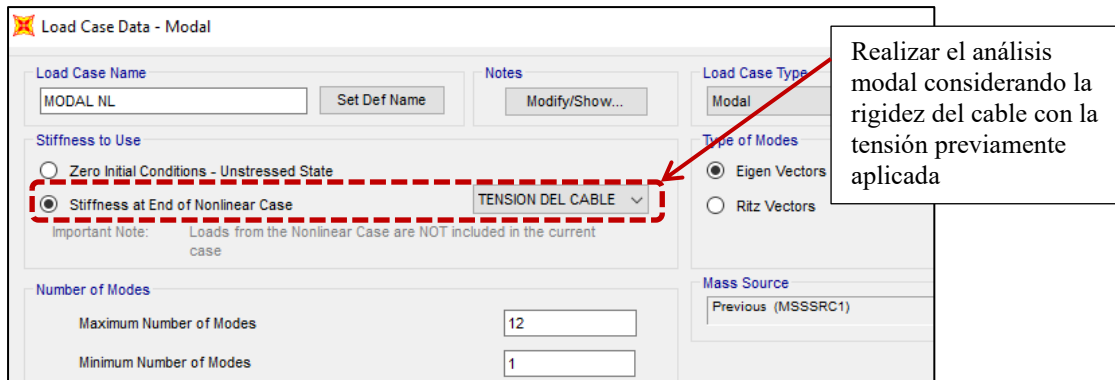


Figura 5.3.6-5: Cálculo de las frecuencias de vibración con el programa SAP2000.

La gráfica de  $k$  vs  $\xi/(l/L)$  se denomina la curva universal de amortiguamiento, la cual se muestra en la Figura 5.3.6-6. Puede observarse que existe un tope en la razón de amortiguamiento que se puede alcanzar, ya que valor máximo de  $\xi/(l/L)$  es de 0.5, y éste valor máximo se da para un valor de  $k$  de 0.1. Para valores mayores de  $k$ , la razón de amortiguamiento decrece de forma asintótica.

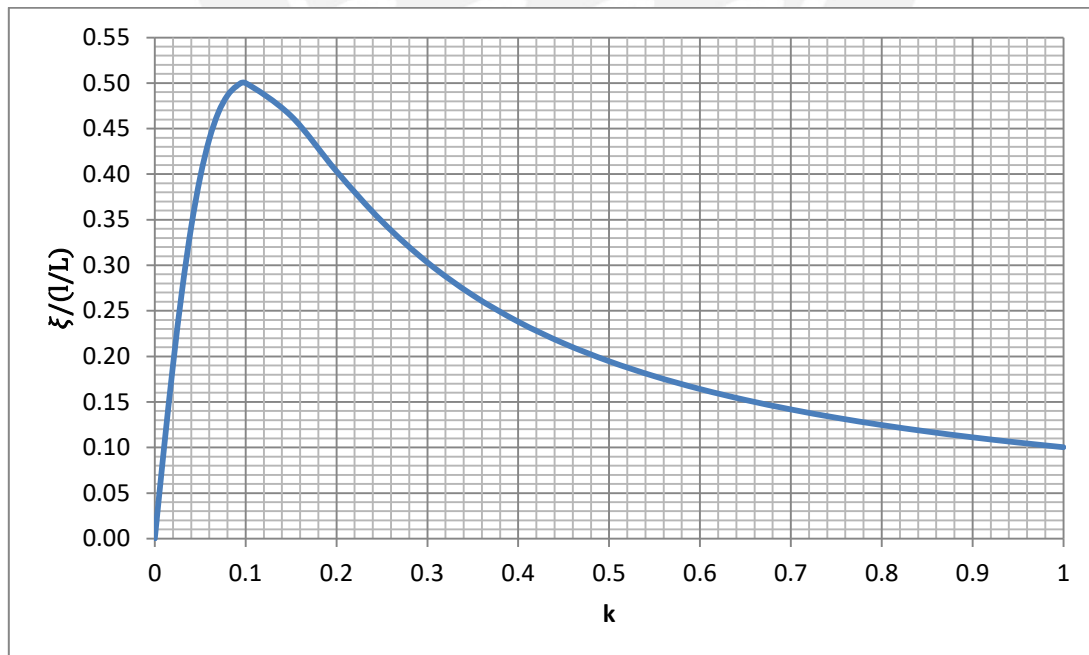
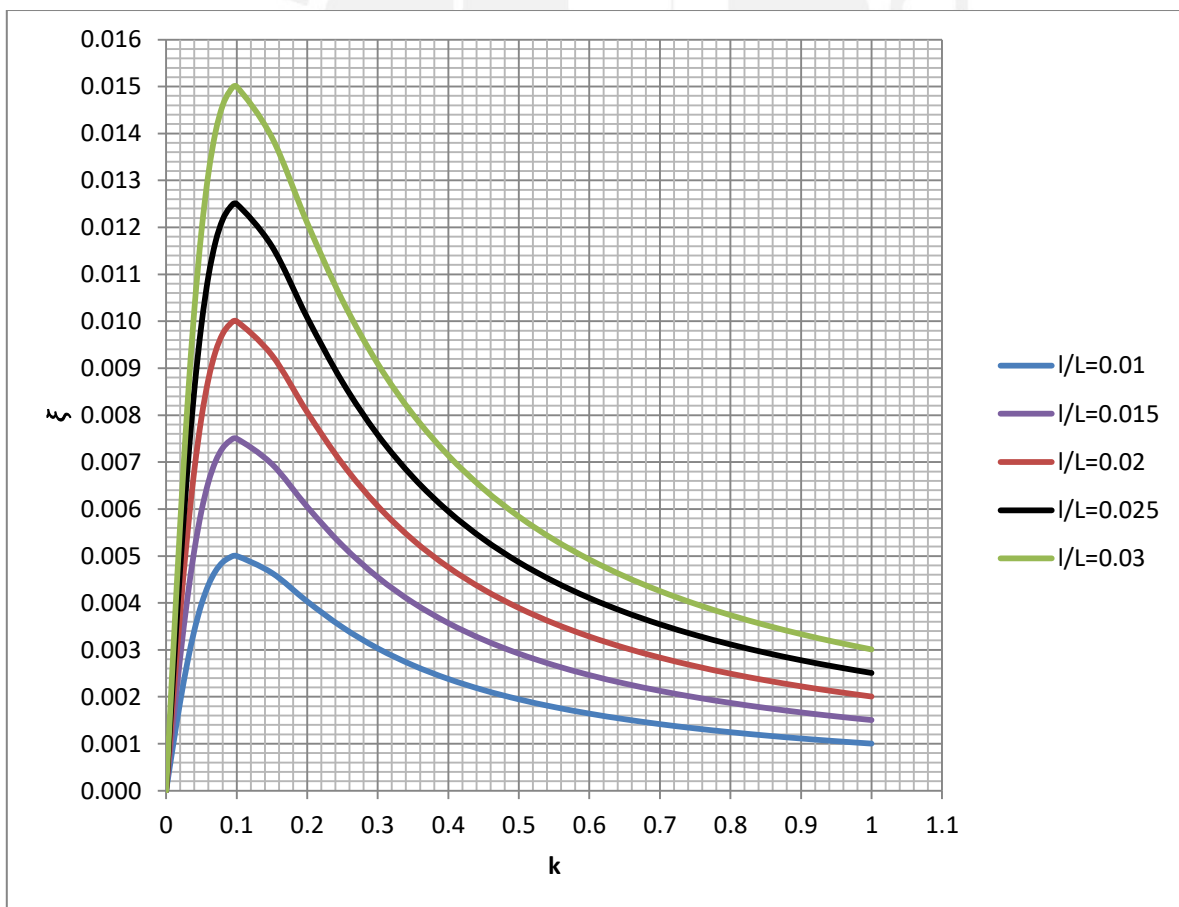


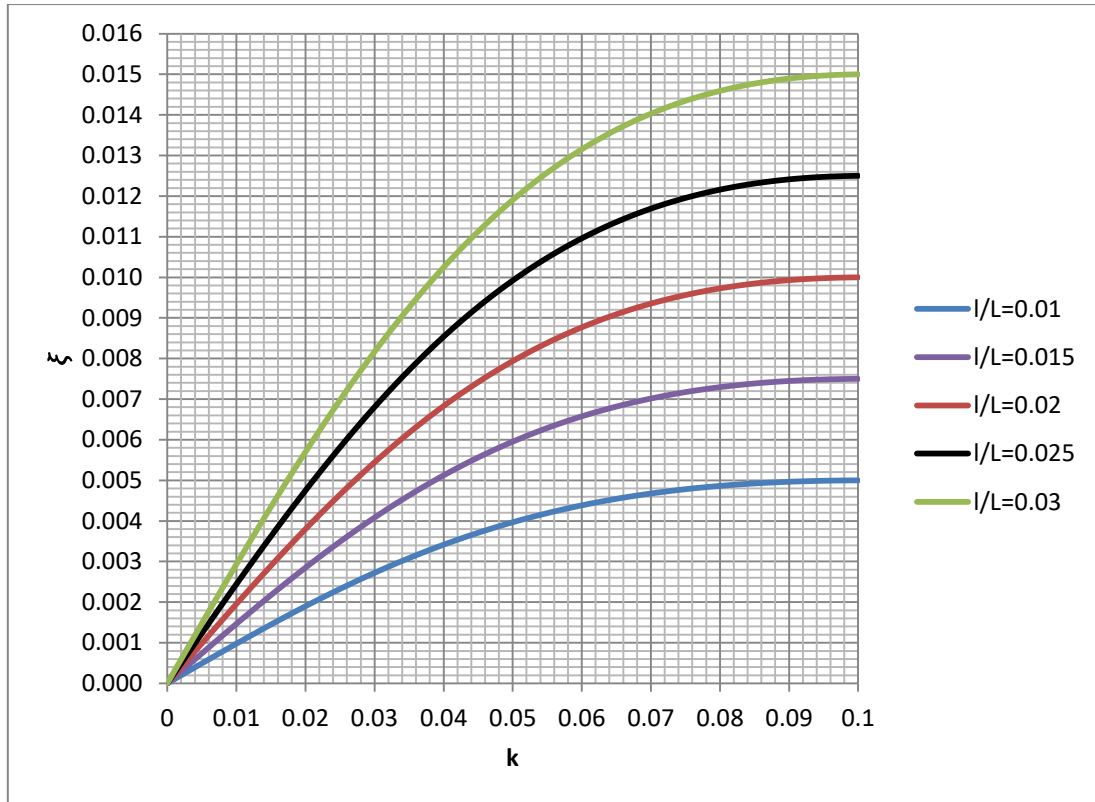
Figura 5.3.6-6: Curva universal de amortiguamiento

La Figura 5.3.6-7 muestra las curvas de amortiguamiento  $k$  vs  $\xi$  para 5 valores de  $l/L$ : 0.01, 0.015, 0.02, 0.025 y 0.03. La Figura 5.3.6-7 muestra las mismas gráficas pero en el rango de  $k$  entre 0 y 0.1. A partir de estas gráficas puede observarse que mientras mayor es la distancia del amortiguador al anclaje, mayor es el valor de  $\xi$  obtenido.

Además, estas gráficas permiten tomar una decisión sobre qué posiciones del amortiguador son más óptimas para el valor de  $\xi$  que se necesite obtener. La FHWA indica que es necesario considerar la estabilidad para los 3 primeros modos de vibración. Por ejemplo, si se necesita un valor de  $\xi$  de 0.005, no resulta conveniente que el amortiguador tenga una posición relativa de  $l/L=0.01$ , pues para esta posición el valor de  $\xi=0.005$  es el máximo que se puede obtener, con un valor de  $k$  de 0.1. Esto implica que los siguientes modos de vibración tendrán necesariamente una razón de amortiguamiento menor que 0.005 al tener un valor de  $k$  mayor. En cambio, para el mismo ejemplo un valor de  $l/L=0.02$  resultaría conveniente ya que si se calcula un valor de  $c$  para que  $\xi=0.005$  en el primer modo, los siguientes modos tendrán valores de  $\xi$  mayores que 0.005.



**Figura 5.3.6-6:** Curvas de amortiguamiento para  $\xi=0.01$ ,  $0.015$ ,  $0.02$ ,  $0.025$  y  $0.03$ .



**Figura 5.3.6-7:** Curvas de amortiguamiento para  $\xi=0.01, 0.015, 0.020, 0.025, 0.03$  ( $0 < k < 0.1$ )

El procedimiento general para determinar el valor del coeficiente de amortiguamiento  $c$  se describe a continuación:

- Determinar la razón de amortiguamiento  $\xi$  necesaria para obtener un número de Scruton mayor o igual que 10. De forma conservadora puede despreciarse el amortiguamiento inherente de los cables.
- Escoger convenientemente una ubicación relativa ( $I/L$ ) del amortiguador. Una ubicación conveniente sería aquella en la que los 3 primeros modos de vibración alcancen un número de Scruton mayor o igual que 10. Pueden utilizarse las Figuras 5.3.6-6 y 5.3.6-7 para determinar una ubicación relativa mínima conveniente.
- Con los valores de  $\xi$  y  $I/L$ , determinar el valor de  $k$ , utilizando las Figuras 5.3.6-6 y 5.3.6-7 ó resolviendo la Ecuación 5.3.6-1.
- Con el valor de  $k$ , determinar el valor de  $c$  para el primer modo de vibración, resolviendo la Ecuación 5.3.6-2.
- Con el valor de  $c$  obtenido, determinar los valores de  $k$  y  $\xi$  para los dos siguientes modos de vibración, y verificar que el número de Scruton para estos modos sea mayor que 10.

### 5.3.6.3. Tirantes cruzados

Los tirantes cruzados son cables secundarios (de menor diámetro que los cables principales) colocados de forma transversal a los cables (Figura 5.3.6-8). Estos tirantes cruzados aumentan la rigidez en el plano de los cables, lo cual permite contrarrestar oscilaciones indeseadas (FHWA,2007).

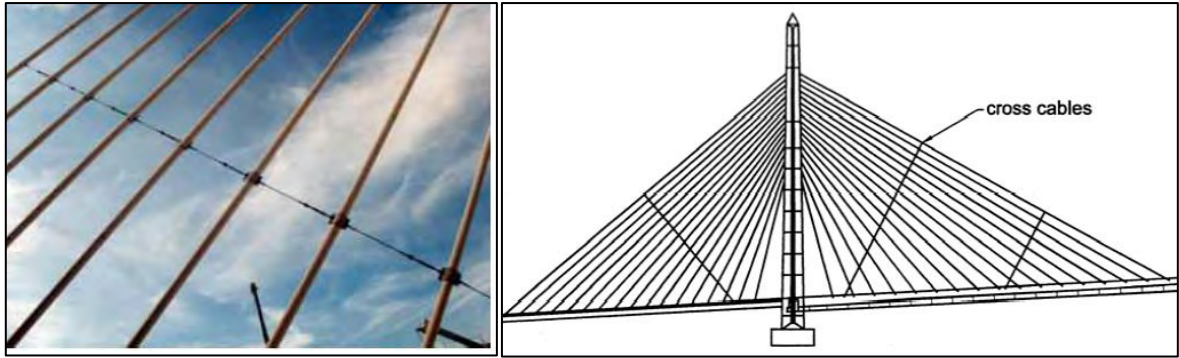
Como explican Jensen, Nielsen y Sorensen (2002) las vibraciones en los cables aparecen como vibraciones dentro del plano. Bertagnoli y La Mazza (2015) indican que, para las direcciones de viento en las cuales las vibraciones por viento/lluvia son significativas, los cables pueden vibrar en el plano y fuera del plano, pero las vibraciones en el plano son las dominantes. Esto justifica que el aumento de rigidez en el plano con el uso de tirantes cruzados sea una medida de mitigación efectiva.

Al incrementar la rigidez en el plano de cables, los tirantes cruzados permiten aumentar la frecuencia de oscilación. El galope por lluvia/viento se presenta en cables con frecuencias de oscilación entre 0.5 y 3.3 Hz. Si se logra aumentar la frecuencia a valores por encima de este rango, el galope por lluvia/viento quedaría mitigado.

Además, el aumento de la frecuencia aumenta la velocidad crítica de galope por proximidad de obstáculos y la velocidad crítica de galope de cables secos inclinados (Ecuaciones 5.3.3-1 y 5.3.4-1).

Adicionalmente al aumento de la frecuencia de vibración, el uso de tirantes cruzados tiene otras ventajas descritas por la FHWA: Incrementa la masa generalizada, con lo cual se incrementa el número de Scruton, y aumenta el amortiguamiento efectivo al disipar energía a través de la fricción en las conexiones de los tirantes cruzados, y también al transferir energía de un cable a otro. Sin embargo, estas ventajas son difíciles de cuantificar de forma confiable usando métodos analíticos (FHWA, 2007).

Finalmente, la FHWA indica que los tirantes cruzados deben instalarse con una tensión inicial suficiente para que éstos no pierdan su rigidez durante las solicitaciones de viento.



**Figura 5.3.6-8:** Tirantes cruzados (FHWA, 2007)





## 6. EJEMPLO PRÁCTICO DE DISEÑO

### 6.1. Definición de la geometría

#### Geometría general en elevación

El puente atirantado a diseñar consta de un tramo central de 315.00 m de luz y dos tramos laterales de 150.00 m de luz, como se muestra en la Figura 6.1-1.

El arreglo de cables será de tipo semi-abanico y la longitud entre anclajes de cables en el tablero será de 15.00 m. Esto implica que durante el proceso constructivo se tendrán segmentos en volado de 15 m de longitud.

La altura libre entre el espejo de agua y el tablero será de 40.00 m, mientras que la altura de la torre por encima del tablero será de 75.00 m, equivalente a  $0.24L$  (Siendo  $L$  la luz del paño central). Con esta altura, el ángulo de inclinación de los cables superiores es de  $25.5^\circ$ . Con esto se cumplen las recomendaciones indicadas en el acápite 4.1 con respecto a la altura de las torres.

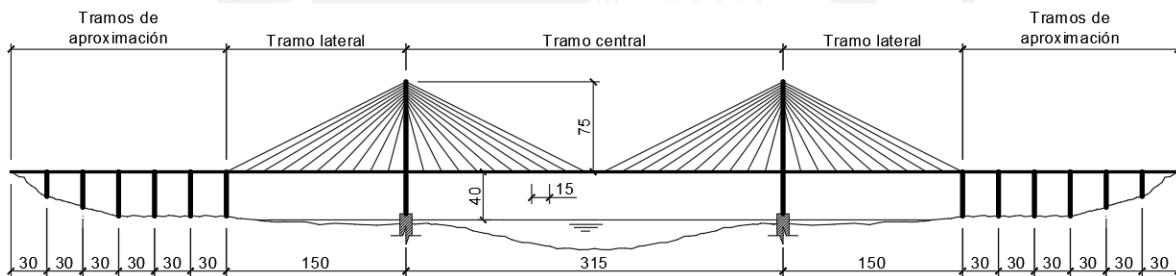


Figura 6.1-1: Geometría general en elevación

#### Geometría del tablero

Se recomienda que el peralte se encuentre comprendido entre  $L/100$  y  $L/200$  (siendo  $L$  la luz libre). Se eligió un peralte de  $L/200$ , redondeado a 1.50 m:

$$H_{viga\ longitudinal} = \frac{315}{200} = 1.57 \approx 1.5\ m$$

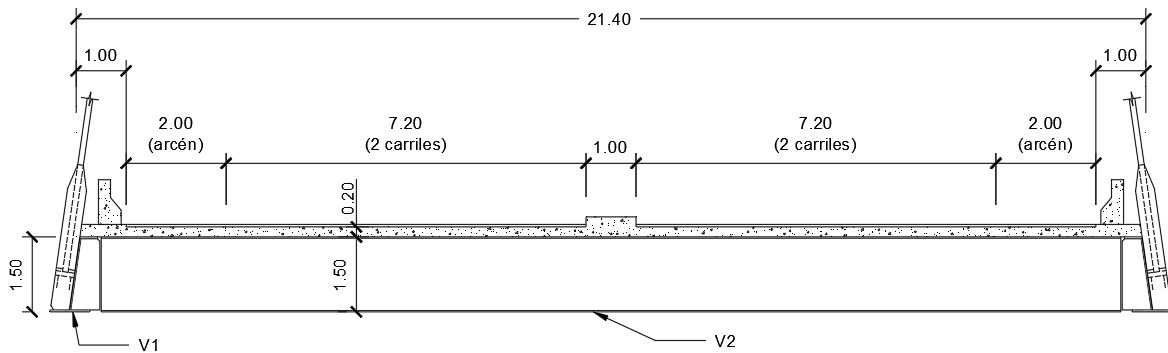
El tablero elegido consta de dos vigas I longitudinales de 1.5 m de peralte y una losa de concreto de 0.20 m de espesor. El ancho total del tablero será de 21.40 m, como se muestra en la Figura 6.1-2. Como método constructivo del tablero se elegirá el método de losas

prefabricadas. Estas losas serán colocadas en forma de paneles prefabricados después de la colocación de las vigas, y se unirán mediante juntas de concreto vaciado en sitio.

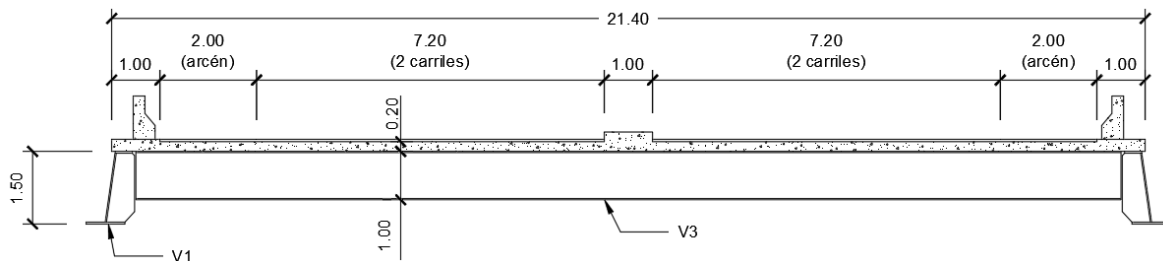
Se han definido los siguientes tipos de vigas, cuya distribución en planta se muestra en la Figura 6.1-3:

- Vigas V1: Las vigas longitudinales de 1.5 m de peralte, una a cada extremo de la sección tablero. Como se observa en la Figura 6.1.2, el alma de estas vigas tiene una inclinación que sigue la inclinación del plano de cables.
- Vigas V2: Son las vigas transversales que se encuentran en los puntos de anclaje de los cables. Estas vigas recibirán las cargas de gravedad provenientes de la losa (cargas permanentes y vehiculares) y también fuerzas de compresión provenientes de los cables (ya que los planos de cables tienen una inclinación). Además, debe observarse que los cables no están anclados en el centroide de las vigas longitudinales V1 sino al costado exterior del alma, motivo por el cual las tensiones de los cables tenderán a generar torsión en V1. Las vigas V2 tienen el mismo peralte que V1 para que puedan tomar la torsión que generan los cables en las vigas longitudinales (la cual es tomada por V2 como un momento flector), y al mismo tiempo soportar la carga axial y la flexión generada por las cargas de gravedad.
- Vigas V3: Son las vigas transversales que se encuentran en los puntos intermedios a los anclajes. Están espaciadas cada 2.50 m, es decir que se encuentran a los sextos de la longitud entre anclajes de cables. Estas vigas transversales tendrán un peralte de 1.00 m y recibirán las cargas de gravedad provenientes de la losa (cargas permanentes y vehiculares).
- Viguetas secundarias VS: Se reparten de forma perpendicular a las vigas transversales V2 y V3 y están ubicadas a los cuartos de su longitud. Estas viguetas secundarias tienen 3 funciones: 1) Durante la etapa constructiva, funcionarán como arriostres laterales para las vigas V2 y V3, cuando el concreto de las juntas y de los orificios de los pernos de corte aún no ha fraguado y las vigas aún no tienen un comportamiento de sección compuesta, 2) Servirán como puntos de apoyo para los paneles prefabricados de concreto y como encofrado para las juntas de concreto vaciado en sitio, y 3) Junto con la losa de concreto, ayudarán a distribuir las cargas de los

camiones entre las vigas V2 y V3 y a evitar concentraciones de esfuerzos en una sola viga transversal.



(a) Sección en zona de anclajes de los cables



(b) Sección en zonas intermedias

Figura 6.1-2: Sección del tablero

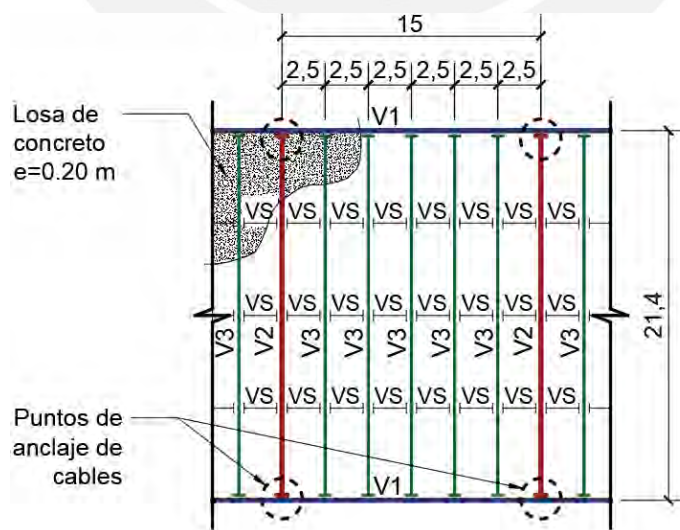


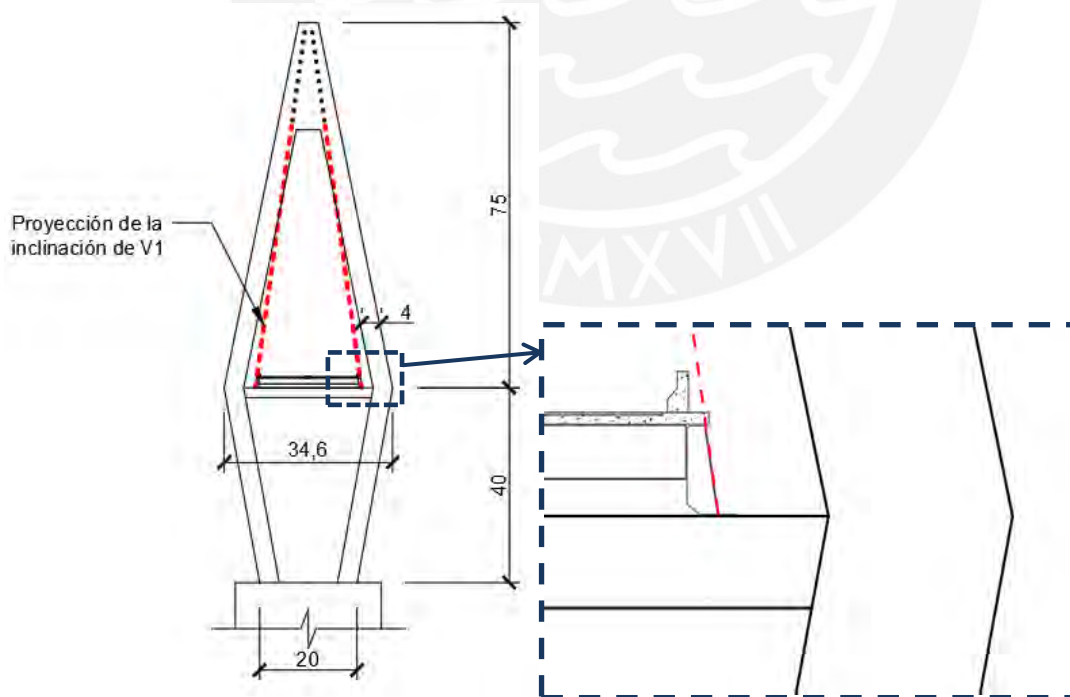
Figura 6.1-3: Sección del tablero en planta (Tramo típico entre puntos de anclaje)

### Geometría de las torres

Se eligió una forma de torre de tipo A de concreto armado. La forma A permite que los planos de cables estén inclinados y converjan hacia el eje central del puente. Esto mejorará la rigidez torsional del tablero, lo cual es necesario ya que se está optando por un tablero de rigidez torsional baja. La viga V1 tiene una inclinación que sigue la inclinación que deberán tener los planos de cables para que converjan al centro del tablero. Los puntos de anclaje de los cables en la torre se ubicaron de forma que coincidan con esta misma inclinación, como se aprecia en la Figura 6.4.4.

Por debajo del tablero, las columnas de la torre tendrán una inclinación de forma tal que se aproximen conforme se acercan a la base (Figura 6.4.4). Esto permitirá reducir el tamaño de la cimentación.

Las columnas de la torre tendrán una sección de 8.00 x 4.00 m, estando el lado de 8.00 m en el sentido paralelo al eje longitudinal del puente. Se eligió un peralte mayor en este sentido porque durante la construcción del puente por voladizos la torre se comportará como un elemento en volado con cargas horizontales provenientes del tensado de cables, por lo cual necesitará de una rigidez mayor en este sentido.



**Figura 6.4.4:** Dimensiones de la torre de concreto armado.

## 6.2. Cargas muertas

La AASHTO especifica el peso unitario de diversos materiales que deben ser considerados como cargas permanentes, de los cuales se han considerado los siguientes:

- Concreto armado:  $\gamma_c = 2.4 \text{ t/m}^3$
- Acero Estructural:  $\gamma_a = 7.85 \text{ t/m}^3$
- Superficies de rodamiento bituminosas:  $\gamma_{asf} = 2.25 \text{ t/m}^3$

Adicionalmente, los cables comerciales tienen un peso por metro lineal indicado por el fabricante, en el cual están incluidos los strands (cordones), y el material de recubrimiento.

Se utilizaron 3 tipos de cables:

- Cables de 37 Strands de 5/8":  $P_{\text{Cables-37}} = 51.6 \text{ kg/m lineal}$
- Cables de 43 Strands de 5/8":  $P_{\text{Cables-43}} = 60.2 \text{ kg/m lineal}$
- Cables de 55 Strands de 5/8":  $P_{\text{Cables-55}} = 75.9 \text{ kg/m lineal}$

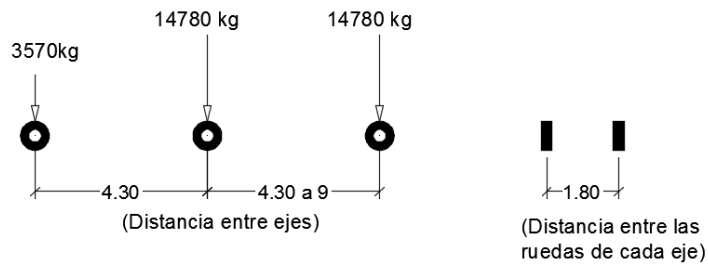
## 6.3. Cargas vivas

La carga vehicular especificada por la AASHTO debe consistir de la combinación de un camión o tándem de diseño (el más desfavorable en cada caso de análisis), más una sobrecarga distribuida que actúa de forma simultánea. Además, las cargas del camión o del tándem deberán incrementarse en los porcentajes indicados en la Tabla 6.2-2.

El ancho de un carril (línea de tráfico) deberá considerarse como 3.60 m, mientras que el ancho que ocupa el camión de diseño deberá considerarse como 3.00 m.

### Camión de diseño

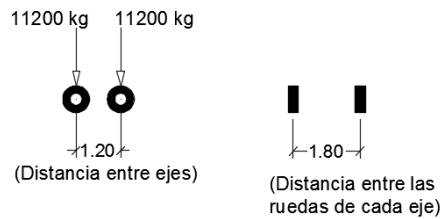
Las cargas y espaciamientos entre ruedas del camión de diseño HL93 se muestran en la Figura 6.2-1. La distancia entre los ejes traseros puede variar de 4.30 a 9 metros dependiendo de cuál espaciamiento produzca la situación más desfavorable.



**Figura 6.2-1:** Cargas del camión de diseño

### Tándem de diseño

Las cargas y espaciamientos entre ruedas del tándem de diseño HL93 se muestran en la Figura 6.2-2.



**Figura 6.2-2:** Cargas del tándem de diseño

### Sobrecarga distribuida

La norma considera una sobrecarga distribuida de 950 kg/m, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Se supone además que esta carga se distribuye uniformemente en un ancho de 3 metros en dirección transversal. No se deben considerar los efectos dinámicos de la Tabla 6.2-2 para esta sobrecarga.

### Presencia múltiple de carga viva

Los efectos debido a la carga viva deben determinarse considerando cada posible combinación de número de vías cargadas, multiplicando las cargas provenientes del camión o tándem de diseño por un factor de presencia múltiple, para tener en cuenta la probabilidad de que cada vía esté ocupada por toda la carga de diseño HL93. Los factores de presencia múltiple se muestran en la Tabla 6.2-1.

Número de vías cargadas	Factor de presencia múltiple, m
1	1.2
2	1
3	0.85
>3	0.65

**Tabla 6.2-1:** Factores de presencia múltiple, m. (Tomado de la tabla 3.6.1.1.2-1 de las especificaciones de la AASHTO)

### Incremento por efectos dinámicos: IM

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño deben ser incrementados por los porcentajes mostrados en la Tabla 3 de incrementos por efectos dinámicos. El factor que debe aplicarse a la carga estática debe tomarse como:  $(1+IM/100)$ . El incremento por efectos dinámicos no debe aplicarse a cargas peatonales o a la sobrecarga distribuida.

Componente	IM
Uniones del tablero - Todos los estados límite	75%
Todos los otros componentes:	
- Estados límite de fatiga y fractura	15%
- Todos los otros estados límite	33%

**Tabla 6.2-2:** Incremento por efectos dinámicos. (Tomado de la tabla 3.6.2.1-1 de las especificaciones de la AASHTO)

## 6.4. Cargas sísmicas

La construcción del espectro de diseño presentada por la MTC sigue el mismo procedimiento especificado por la AASHTO, pero utilizando el mapa de isoaceleraciones del Perú presentado en el Manual de Diseño de Puentes del MTC, correspondiente a aceleraciones en roca (suelo tipo B) con un periodo de retorno de 1000 años (7% de probabilidad de excedencia en 75 años).

La construcción del espectro se muestra en la Figura 6.4-1. Los puntos notables para la construcción del espectro se obtienen mediante las ecuaciones:

$$A_s = F_{pga}PGA$$

$$S_{DS} = F_a S_s$$

$$S_{D1} = F_v S_1$$

$$T_s = S_{D1}/S_{DS}$$

$$T_o = 0.2T_s$$



Donde:

$PGA$ : Coeficiente de aceleración pico en roca (Suelo B)

$S_s$ : Coeficiente de aceleración para estructuras con periodos entre  $T_o$  y  $T_s$  sobre roca (Suelo B)

$S_1$ : Coeficiente de aceleración para estructuras con periodo de 1s, sobre roca (Suelo B)

$F_{pga}, F_a, F_v$ : Coeficientes de modificación de la aceleración para tomar en cuenta el tipo de suelo. Se obtienen de las Tablas 6.4-1 y 6.4-2.

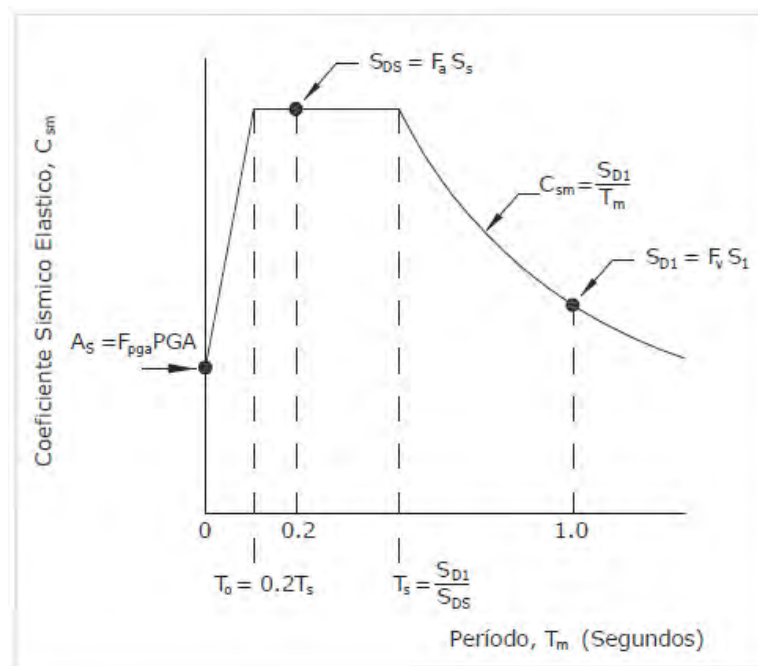


Figura 6.4-1: Espectro de respuesta (MTC, 2019)

Clase del Sitio	Coeficientes para periodo corto de PGA y Aceleración Espectral				
	$PGA \leq 0.10$ $S_s \leq 0.25$	$PGA = 0.20$ $S_s = 0.50$	$PGA = 0.30$ $S_s = 0.75$	$PGA = 0.40$ $S_s = 1.00$	$PGA \geq 0.50$ $S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Se deben considerar investigaciones geotécnicas y análisis dinámicos específicos para la zona de estudio.				

Utilice interpolación lineal para valores intermedios de  $PGA$  y  $S_s$ .

Tabla 6.4-1: Coeficientes de sitio  $F_{pga}, F_a$  (MTC, 2019)

Clase de Sitio	Coeficientes de Aceleración Espectral para periodo a 1 s				
	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 \geq 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	Se deben considerar investigaciones geotécnicas y análisis dinámicos específicos para la zona de estudio.				

Utilice interpolación lineal para valores intermedios de  $S_1$

**Tabla 6.4-2:** Coeficientes de sitio  $F_v$  (MTC, 2019)

El Apéndice A3 del Manual de Diseño de Puentes del MTC presenta los mapas peruanos de isoaceleraciones para la determinación de  $PGA$ ,  $S_s$  y  $S_1$ . La clasificación del suelo (A al F) para conocer los valores de  $F_{pga}$ ,  $F_a$ ,  $F_v$  a utilizar, se realiza considerando la rigidez del suelo (velocidad de onda de corte), el ensayo SPT (número de golpes) y su resistencia al corte, con la Tabla 6.4-3, la cual se encuentra en el manual del MTC y está adaptado de las especificaciones de la AASHTO.

Clases de Sitio	Tipo de Suelo y Perfil
A	Roca dura con medida de velocidad de onda de corte, $\bar{v}_s > 5,000$ ft/s
B	Roca con $2,500$ ft/s $< \bar{v}_s < 5,000$ ft/s
C	Suelo muy denso y roca suelo $1,200$ ft/s $< \bar{v}_s < 2,500$ ft/s, o con cualquiera $\bar{N} > 50$ golpes/ft, o $\bar{S}_u > 2.0$ ksf
D	Suelo rígido con $600$ ft/s $< \bar{v}_s < 1,200$ ft/s, o con cualquiera $15 < \bar{N} < 50$ golpes/ft, o $1.0 < \bar{S}_u < 2.0$ ksf
E	Perfil de suelo con $\bar{v}_s < 600$ ft/s o con cualquiera $\bar{N} < 15$ golpes/ft o $\bar{S}_u < 1.0$ ksf, o cualquier perfil con más de 10 ft de arcilla blanda definida como suelo con $PI > 20$ , $w > 40$ por ciento y $\bar{S}_u < 0.5$ ksf
F	Suelos que requieren evaluaciones específicas de sitio, tales como: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Turbas o arcillas altamente orgánicas (<math>H &gt; 10</math> ft de turba o arcilla altamente orgánica donde <math>H</math> = espesor del suelo)</li> <li>• Arcillas de alta plasticidad (<math>H &gt; 25</math> ft con <math>PI &gt; 75</math>)</li> <li>• Estratos de Arcillas de buen espesor, blandas o semirrígidas (<math>H &gt; 120</math> ft)</li> </ul>

Excepciones: Cuando las propiedades del suelo no son conocidas con suficiente detalle para determinar la clase de sitio, se emprenderá una investigación de sitio suficiente para definir su clase. Las clases de Sitio E o F no serán supuestas a no ser que la Entidad determine la clase de sitio E o F o estas sean establecidas por datos geotécnicos.

Donde:

$\bar{v}_s$  = promedio de la velocidad de onda de corte para perfiles de suelo superiores a los 100 ft.

$\bar{N}$  = promedio de la cantidad de golpes (golpes/ft) de la prueba SPT (ASTM D1586) para perfiles de suelo superiores a 100 ft

$\bar{S}_u$  = promedio de resistencia al corte no drenado en ksf (ASTM D2166 o ASTM D2850) para perfiles de suelos superiores a 100 ft

PI = índice plástico (ASTM D4318)

w = contenido de humedad (ASTM D2216)

**Tabla 6.4-3:** Clasificación del tipo de suelo (MTC, 2019)

Para el presente ejemplo se consideró que el puente está ubicado en Lima y está apoyado sobre un suelo Clase C, con lo cual:

$$PGA = 0.51$$

$$S_S = 1.26$$

$$S_1 = 0.5$$

$$F_a = F_{pga} = 1$$

$$F_v = 1.3$$

## 6.5. Cargas de viento

### Velocidad de diseño

La AASHTO indica que la velocidad básica de viento a 10.00 m de altura,  $V_B$ , es igual a 160 km/h. Para alturas mayores que 10.00 m (sobre el nivel del terreno o del agua), la velocidad de diseño será:

$$V_{DZ} = 2.5V_0 \left( \frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right)$$

Donde:

$V_{DZ}$  = Velocidad de viento de diseño al la altura de diseño, Z (km/h)

$V_B$  = Velocidad básica de viento, igual a 160 km/h a una altura de 10.00 m, con la cual se han calculado las presiones básicas  $P_B$  de la Tabla 6.5-2.

$V_{10}$  = Velocidad del viento a 10.00 m sobre el nivel del terreno o del agua (km/h). La AASHTO indica que, en ausencia de un mejor criterio, puede asumirse que  $V_{10} = V_B = 160 \text{ km/h}$ . El Manual de Diseño de Puentes del MTC permite la utilización del Mapa Eólico de la Norma Técnica del Reglamento Nacional de Edificaciones RNE vigente.

Z = Altura sobre la cual se están calculando las cargas de viento, mayor a 10.00 m

$V_0$  = Velocidad friccional. Es una característica meteorológica del viento tomada como se indica en la Tabla 6.5-1.

$Z_0$  = Longitud de fricción del campo de viento aguas arriba. Es una característica meteorológica del viento tomada como se indica en la Tabla 6.5-2.

Para la determinación de los valores de  $V_0$  y  $Z_0$  se toma en cuenta las características del área circundante al puente, sobre todo obstrucciones (zonas boscosas, viviendas, edificios) que incrementen la velocidad del viento.

Condición	Terreno abierto	Área suburbana	Área urbana
$V_0$ (km/h)	13.2	17.6	19.3
$Z_0$ (m)	0.07	1.00	2.50

**Tabla 6.5-1:** Valores de  $V_0$  y  $Z_0$  (Tabla 3.8.1.1-1 de las especificaciones AASHTO)

Para el presente ejemplo, suponiendo que  $V_{10} = V_B = 160 \text{ km/h}$  y una condición de terreno abierto, se tiene:

$V_0$ (km/h)	13.2
$V_{10}$ (km/h)	160
$V_B$ (km/h)	160
$Z$ (m)	40
$Z_0$ (m)	0.07
$V_{DZ}$ (km/h)	209.5

### Presión horizontal

La AASHTO especifica que la presión del viento de diseño, en MPa, puede determinarse como:

$$P_D = P_B \left( \frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = P_B \frac{V_{DZ}^2}{25600}$$

Donde:

$P_B$  = Presión básica del viento, indicada en la Tabla 6.5-2.

Componente de la superestructura	Carga a Barlovento, kg/m <sup>2</sup>	Carga a Sotavento, kg/m <sup>2</sup>
Reticulados, arcos	244.6	122.3
Vigas	244.6	NA
Grandes superficies planas	193.7	NA

**Tabla 6.5-2:** Presión básica de viento  $P_B$ , correspondiente a  $V_B = 160 \text{ km/h}$  (Tabla 3.8.1.2.1-1 de las especificaciones AASHTO)

La carga total de viento no deberá ser menor que 449 kg/m a barlovento ni 224 kg/m a sotavento en un componente reticulado o en arco, ni 449 kg/m en vigas o vigas cajón.

Para el presente ejemplo:

PB (kg/m <sup>2</sup> )	244.6
VDZ (km/h)	209.5
VB (km/h)	160
PD (kg/m <sup>2</sup> )	419.4
Peralte (m)	1.5
Carga Lineal (kg/m)	629.1

#### Presión horizontal sobre los vehículos

La AASHTO indica que la fuerza actuante sobre los vehículos se debe representar como una fuerza de 149 kg/m actuando a 1.80 m sobre la calzada, y se deberá transmitir a la estructura.

La carga de 149 kg/m corresponde a una larga fila de vehículos expuestos a una velocidad de viento de 90 km/h. La AASHTO considera una velocidad de 90 km/h en lugar de 160, considerando que no es probable que haya sobrecargas máximas en el puente cuando la velocidad del viento está por encima de 90 km/h. Por ello, en la combinación de carga de Resistencia V, en la cual se considera la presión de vientos sobre la estructura y sobre los vehículos en simultáneo, el factor de carga para la presión del viento sobre la estructura es de  $(90/160)^2(1.4) = 0.4$ .

#### Presión vertical del viento

La AASHTO indica que se deberá considerar una fuerza de viento vertical ascendente de 98 kg/m<sup>2</sup> multiplicada por el ancho del tablero, aplicada como una carga lineal longitudinal. Esta fuerza debe aplicarse en los estados límite que no involucren al viento actuando sobre la sobrecarga y sólo cuando el viento es aplicado de forma perpendicular al eje longitudinal del puente. La aplicación de la carga lineal debe efectuarse en el punto ubicado a un cuarto del ancho del tablero a barlovento, en simultáneo con las cargas horizontales. Como indica la AASHTO, esta carga vertical tiene como intención tomar en cuenta el efecto que provoca la interrupción del flujo horizontal de aire por parte de la superestructura.

Para este ejemplo se tiene:

Presión vertical ascendente (kg/m <sup>2</sup> )	98
Ancho del tablero (m)	20.4
Carga Lineal Total (kg/m)	1996
Carga lineal sobre viga a barlovento (kg/m)	1497
Carga lineal sobre viga a sotavento (kg/m)	499

## 6.6. Factores de carga y combinaciones

A partir de las cargas descritas en el acápite 5.2, los estados límite a considerar en el diseño de los elementos son:

- RESISTENCIA I: Representa el uso vehicular normal del puente, sin considerar viento.

$$1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM) + 0.50/1.20 TU$$

- RESISTENCIA III: Representa al puente expuesto a velocidades de viento superiores a 90 km/h, sin considerar carga viva.

$$1.25DC + 1.50DW + 1.40WS + 0.50/1.20 TU$$

- RESISTENCIA V: Representa al puente expuesto al viento con velocidad de 90 km/h, en simultaneidad con la carga viva.

$$1.25DC + 1.50DW + 1.35(LL + IM) + 0.40WS + 1.0WL + 0.50/1.20 TU$$

- EVENTO EXTREMO I: Combinación de cargas incluyendo sismos.

$$1.25DC + 1.50DW + 0.50(LL + IM) + 1.00EQ$$

Donde:

$DC$  = Peso propio de los componentes.

$DW$  = Peso propio de las superficies de rodamiento.

$LL$  = Carga vehicular

$IM$  = Incremento de la carga vehicular por efectos dinámicos

$TU$  = Solicitaciones producidas por temperatura

$WS$  = Carga de viento sobre la estructura

$WL$  = Carga de viento sobre los vehículos

$EQ$  = Solicitaciones sísmicas

## 6.7. Modelo estructural en SAP2000

Se realizó el modelo del puente en el programa SAP2000 (Figura 6.7-1). Las vigas de acero se modelaron mediante elementos Frame (Lineales) y la losa mediante elementos Shell (Cáscaras).

### 6.7.1. Modelamiento del tablero

Los centroides de las vigas y losas se modelaron con su ubicación real (Separados una distancia de 0.85m entre centroides) para poder representar correctamente la rigidez del tablero, y para poder evaluar las cargas axiales del tablero ante las solicitaciones a flexo-compresión. En los puntos de discretización de las vigas se colocaron conectores rígidos para compatibilizar las deformaciones de las vigas y de la losa, como se muestra en la Figura 6.7-2.

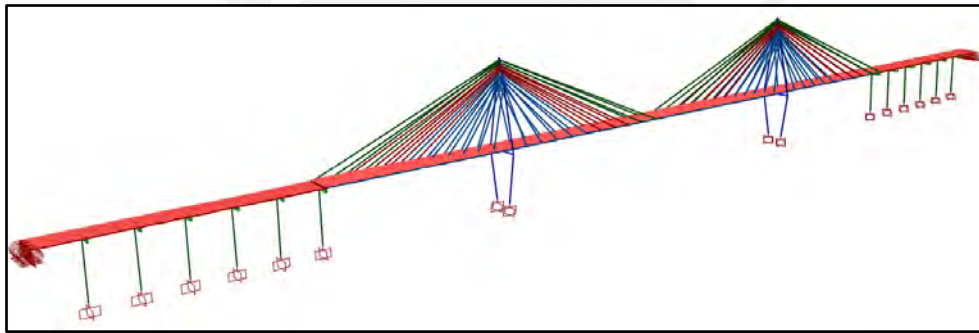


Figura 6.7-1: Modelo del puente en SAP2000

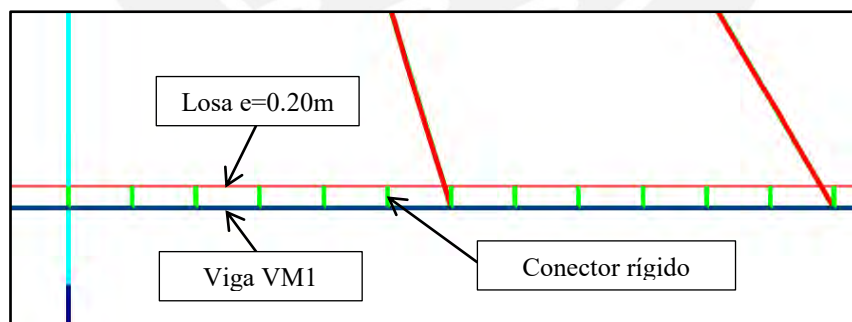
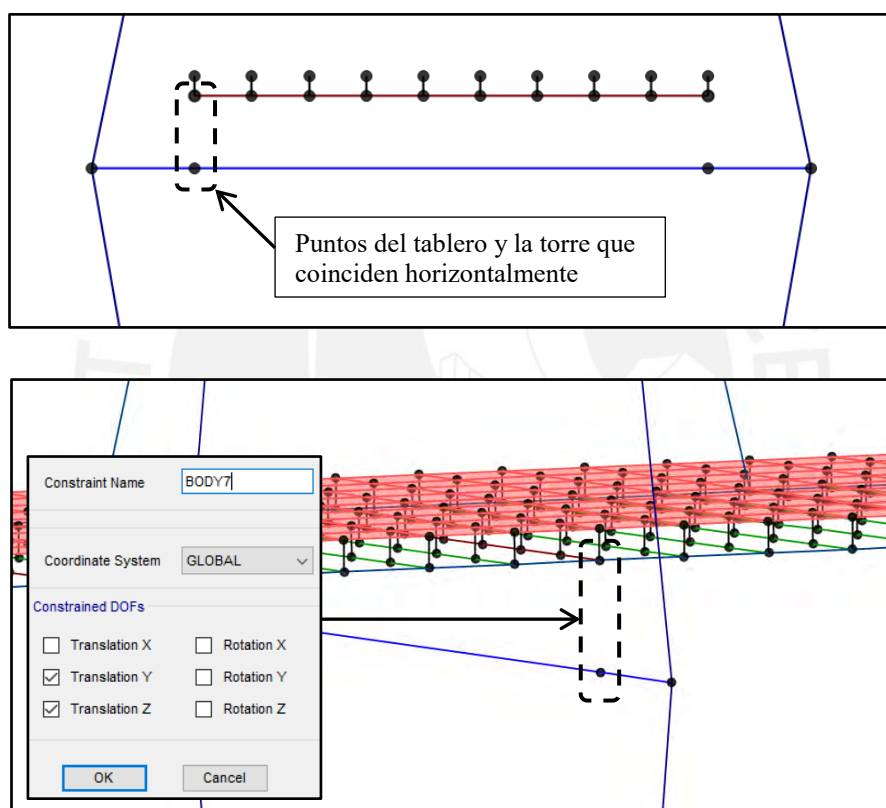


Figura 6.7-2: Conectores rígidos entre vigas y losa.

### 6.7.2. Conexiones tablero-torre

Las vigas de acero del tablero y las vigas de concreto de las torres se modelaron con sus ubicaciones reales (el eje de la viga de concreto se ubica por debajo de la viga metálica). Ambas vigas fueron discretizadas de forma que contengan un punto con las mismas coordenadas en el plano horizontal (Figura 6.7-3). Ambos puntos tienen grados de libertad

independientes, por lo tanto fueron unidos mediante elementos “Body” con compatibilización en los grados de libertad de traslación en el sentido horizontal transversal y traslación en el sentido vertical (Figura 6.7-3). De esta forma, para estos dos grados de libertad, ambos puntos se comportan como un sólido rígido. En el sentido horizontal longitudinal se permite el desplazamiento relativo del tablero con respecto a la torre. Como explica Cámara (2011) la tendencia actual en el diseño de puentes atirantados en zonas sísmicas consiste en detallar la conexión tablero-torre considerando restricciones únicamente en el sentido transversal. Por lo general estas restricciones transversales consisten en protuberancias de concreto en ambas columnas de la torre (Cámara, 2011).



**Figura 6.7-3:** Conexión tablero-torre mediante elementos “Body”.

### 6.7.3. Módulo de elasticidad equivalente

Como se explicó en el acápite 4.2 los cables deben modelarse con un módulo de elasticidad equivalente, menor que el módulo de elasticidad real, que tome en cuenta las deformaciones axiales adicionales generadas por el cambio de curvatura de los cables. En el programa SAP2000, esto puede modelarse de 2 formas:



Definiendo un material distinto para cada cable, cada uno con el módulo de elasticidad equivalente respectivo.

En lugar de reducir el módulo de elasticidad, reducir el área de cada cable usando el mismo factor de reducción. Dado que la rigidez axial está definida por la relación  $EA/L$ , resulta equivalente reducir el módulo de elasticidad o el área de la sección.

Dado que la definición del módulo de elasticidad equivalente es un proceso iterativo, la opción 2 resulta más eficiente, ya que el programa permite modificar el área sin la necesidad de definir nuevas secciones, mediante la opción “Property Modifiers” (Figura 6.7-4).

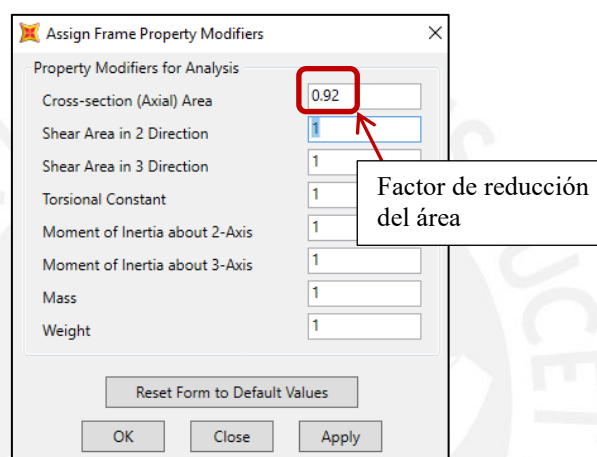


Figura 6.7-4: Opción “Property Modifiers” del programa SAP2000

#### 6.7.4. Solicitaciones por carga muerta

En el análisis estructural debe tenerse en cuenta que las cargas muertas (Peso propio) son tomadas por un sistema estructural distinto al sistema que posteriormente soporta las demás cargas. Durante el proceso constructivo, antes de la instalación del tramo de cierre y de la conexión del tablero con los pilares de los extremos laterales, las cargas axiales en el tablero son únicamente de compresión y los cables están tensados para que, por cargas muertas, las deflexiones del tablero en los puntos de anclaje sean nulas. Para cargas muertas todos los tramos del tablero se encuentran a compresión, a excepción del tramo de cierre que tiene una tracción relativamente pequeña, mientras que para cargas vivas se generan tracciones que abarcan varios tramos centrales. Al comparar los momentos flectores, ante cargas muertas los cables se comportan como apoyos fijos en cada punto de anclaje, mientras que para cargas vivas se comportan como apoyos flexibles.

Para poder representar este comportamiento en el modelo numérico, se realizaron los siguientes pasos, los cuales se muestran en la Figura 6.7-5:

- 1) Se aplicaron las tensiones de los cables al modelo del puente en voladizo, durante la etapa constructiva previa a la instalación del tramo de cierre. El cálculo de estas tensiones se muestra en el acápite 6.8 y fueron aplicadas al modelo mediante elementos “tendon”.
- 2) Dado que los extremos del tablero en voladizo pueden desplazarse horizontalmente, se generan compresiones en todos los tramos del tablero. Se registra el desplazamiento horizontal de los extremos del tablero.
- 3) Se modela la configuración final del puente con el tramo de cierre y los extremos del puente anclados a los pilares extremos. Se le aplican 3 solicitaciones: (a) Las mismas fuerzas de tensado aplicadas en (1), (b) el peso propio del tramo central de cierre aplicado de forma ascendente, y (c) los desplazamientos horizontales calculados en (2) se aplican como desplazamientos impuestos en la base de los pilares extremos. De esta forma, el tablero tendrá las mismas fuerzas de compresión determinadas en el modelo del paso (1).
- 4) Finalmente, se aplica el peso propio del tramo central de cierre y las fuerzas de retensado en los cables 1 y 20 para mantener el perfil horizontal del tablero. El cálculo de las fuerzas de retensado se muestra en el acápite 6.8.

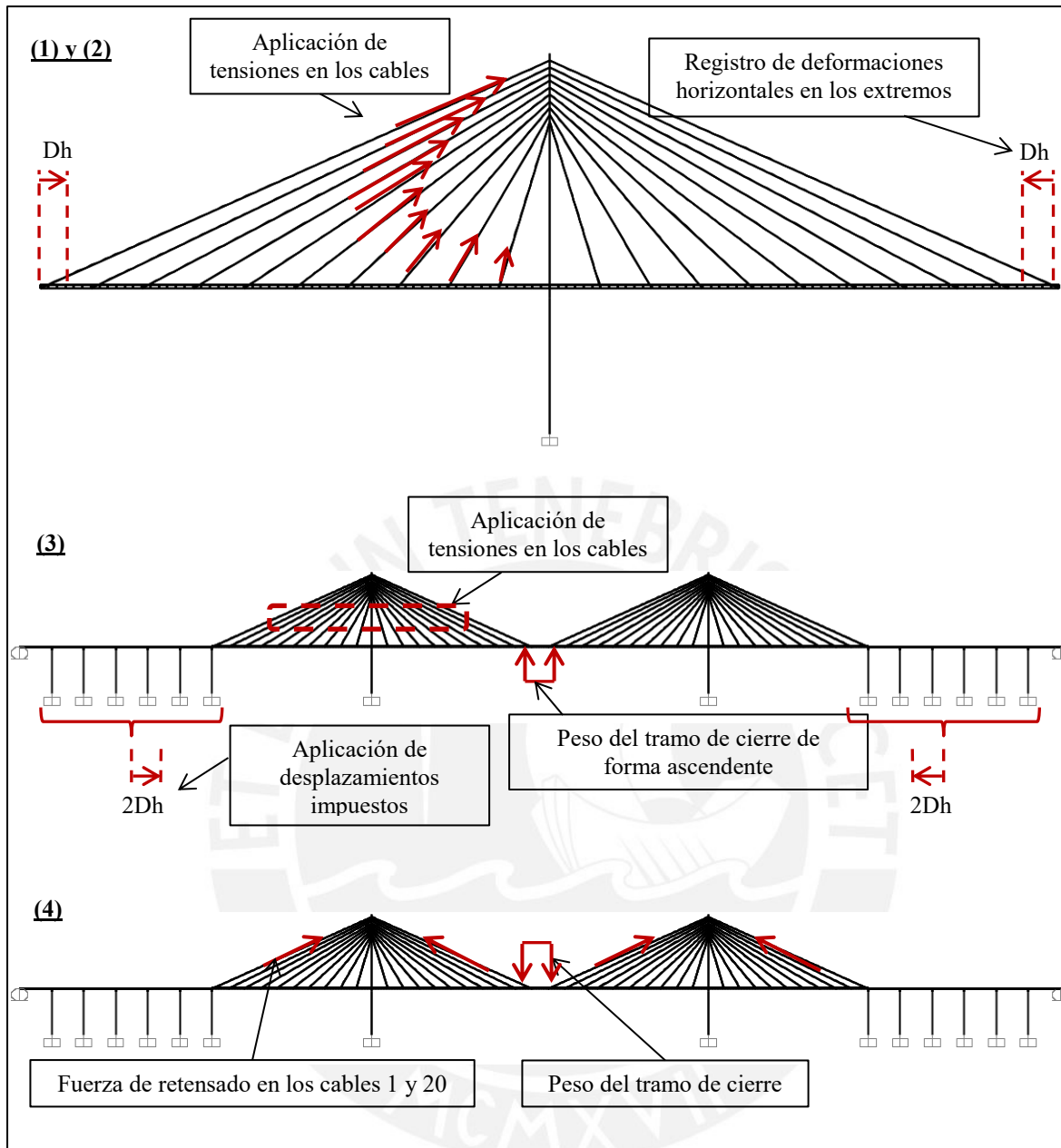


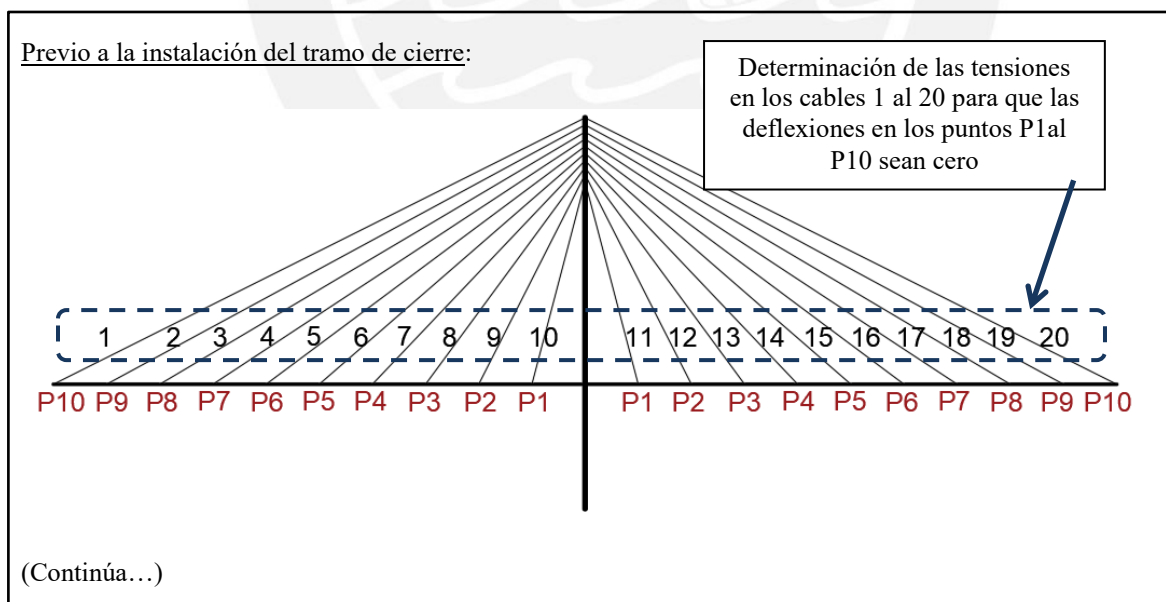
Figura 6.7-5: Solicitaciones por carga muerta aplicadas en el programa SAP2000

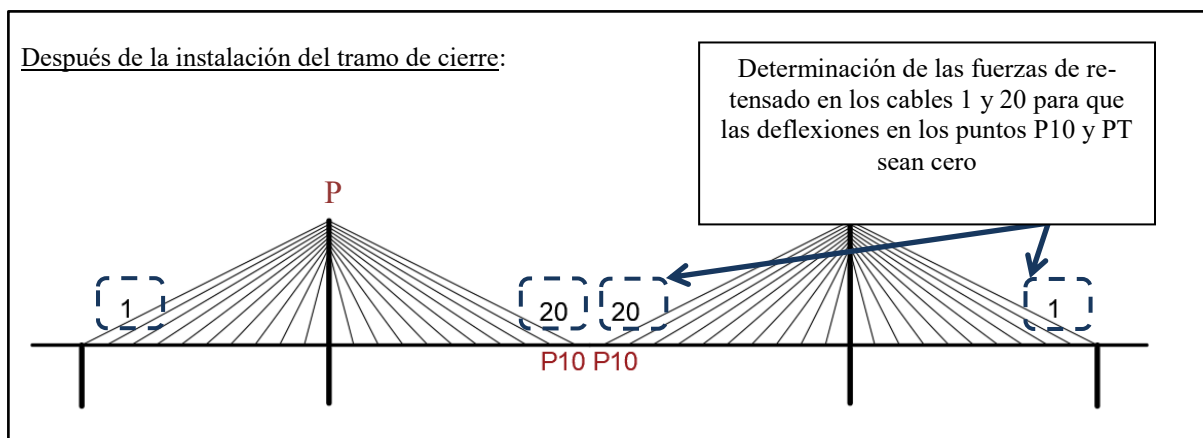
## 6.8. Análisis por cargas muertas

Durante la instalación de los cables, éstos deben ser tensados con una fuerza tal que, cuando el puente esté sometido a las cargas muertas debido al peso propio, los puntos de anclaje de los cables en el tablero tengan una deflexión nula. De esta forma, ante cargas muertas los puntos de anclaje de los cables se comportarán como apoyos fijos, con lo cual la viga de rigidez tendrá momentos flectores relativamente pequeños.

Para determinar las tensiones en los cables debido a la carga muerta se considerará que, antes de la instalación del tramo de cierre, las deflexiones de los puntos de anclaje son cero. Después de la instalación del tramo de cierre, se aplicarán fuerzas de re-tensado en los cables extremos (Cables 1 y 20 en la Figura 6.8-1), de forma tal que las deflexiones en los puntos de instalación del tramo de cierre y el desplazamiento lateral de los extremos superiores de las torres sean cero. De esta forma el perfil longitudinal se mantendrá aproximadamente horizontal ante cargas muertas.

En la Figura 6.8-1 se muestran de forma esquemática las etapas descritas, la numeración de los cables y la numeración de los puntos de anclaje. Las tensiones en los cables debido a la carga muerta se obtendrán por superposición de las fuerzas en los cables durante la etapa previa a la instalación del tramo de cierre y de las fuerzas de re-tensado en los cables extremos después de la instalación del tramo de cierre. Antes de la instalación del tramo de cierre, el comportamiento de la estructura se modelará como dos volados, uno a cada lado de la torre, soportados por los cables. Después de la instalación del tramo de cierre, el comportamiento de la estructura se modelará considerando la configuración final, con la viga de rigidez continua y los extremos finales del puente anclados a los pilares de los extremos.





**Figura 6.8-1:** Numeración de los cables y numeración de los puntos de anclaje (Los cuales deberán tener una deflexión igual a cero para cargas muertas).

Para determinar las tensiones en los cables se utilizó el procedimiento descrito en el acápite 4.4.3: “Determinación de las cargas de tensado para el perfil geométrico requerido”.

En primer lugar deben de calcularse las tensiones que deberán tener los cables para que las deflexiones de los puntos de anclaje sean cero antes de la instalación del tramo de cierre. Se determinó matriz de influencia  $D_K$  aplicando cargas unitarias a cada cable y obteniendo los desplazamientos verticales de los puntos P1 al P10. Para esta etapa constructiva los cables a cada lado de la torre son simétricos, por lo tanto se considerará que las fuerzas en los cables 1 y 20, 2 y 19, 3 y 18, etc. son iguales y por lo tanto la matriz  $D_K$  será una matriz de 10x10.

- Matriz de influencia  $D_K$  (deflexiones expresadas en mm):

	$D_K$ (mm)									
Joint	F1=1t	F2=1t	F3=1t	F4=1t	F5=1t	F6=1t	F7=1t	F8=1t	F9=1t	F10=1t
P1	3.61	3.45	3.27	3.07	2.85	2.60	2.28	1.88	1.34	0.62
P2	13.92	13.22	12.46	11.64	10.70	9.60	8.25	6.53	4.24	1.48
P3	30.17	28.53	26.74	24.77	22.53	19.90	16.68	12.56	7.37	2.35
P4	51.63	48.58	45.26	41.57	37.37	32.41	26.33	18.79	10.50	3.22
P5	77.55	72.59	67.17	61.12	54.20	46.01	36.16	25.02	13.63	4.08
P6	107.19	99.76	91.61	82.50	72.03	59.78	45.99	31.26	16.75	4.95
P7	139.80	129.30	117.75	104.79	90.00	73.55	55.82	37.49	19.88	5.82
P8	174.65	160.43	144.74	127.21	107.97	87.31	65.66	43.72	23.01	6.68
P9	210.98	192.34	171.85	149.63	125.94	101.08	75.49	49.95	26.14	7.55
P10	248.67	224.37	198.96	172.06	143.91	114.85	85.32	56.19	29.27	8.42

Luego se determinó el vector de deflexiones por carga muerta  $d_K^0$  y finalmente se obtuvo el vector de fuerzas de tensión al aplicar la ecuación 4.4.3.

- Vector de deflexiones por carga muerta  $d_K^0$ :

$d_K^0$ (mm)
-4438
-16517
-34648
-57428
-83641
-112254
-142418
-173472
-204938
-236594

- Vector de fuerzas de tensión  $F_{K-1}$ :

$$F_{K-1} = D_K^{-1} \cdot (-d_K^0)$$

CABLE	$F_K$ (t)
1 y 20	117.43
2 y 19	267.78
3 y 18	209.04
4 y 17	203.96
5 y 16	184.94
6 y 15	168.05
7 y 14	150.53
8 y 13	133.58
9 y 12	118.29
10 y 11	106.76

En segundo lugar deben de calcularse las fuerzas de re-tensado que deberán tener los cables 1 y 20 para que las deflexiones de los puntos de anclaje P10 y los desplazamientos laterales del extremo superior de las torres PT sean cero después de la instalación del tramo de cierre. Se determinó matriz de influencia  $D_K$  aplicando cargas unitarias a los cables 1 y 20 y obteniendo los desplazamientos de los puntos P1 y PT.

El comportamiento de la estructura se modelará considerando la configuración final del puente y se le aplicará únicamente la carga de gravedad proveniente del peso propio del

tramo de cierre. Dado que se tienen dos fuerzas de tensado (en los cables 1 y 20) y dos desplazamientos (de P10 y de PT) la matriz  $D_K$  será una matriz de  $2 \times 2$ .

- Matriz de influencia,  $D_K$  (deflexiones expresadas en mm):

Joint	$D_K$ (mm)	
	F1=1t	F20=1t
PT (mm)	-0.557	0.050
P10 (mm)	1.134	2.949

- Vector de deflexiones en P10 y PT debido al peso del tramo de cierre,  $d^0_K$ :

Joint	$d^0_K$ (mm)
PT (mm)	55.2
P10 (mm)	-446.7

- Vector de fuerzas de re-tensado  $F_{K-2}$ :

$$F_{K-2} = D_K^{-1} \cdot (-d^0_K)$$

CABLE	$F_K$ (t)
1	108.90
20	109.61

Las tensiones en los cables debido a la carga muerta se obtendrán por superposición de las fuerzas en los cables obtenidas mediante los vectores  $F_{K-1}$  y  $F_{K-2}$ . La tabla 6.8-1 presenta: (a) Las fuerzas en los cables antes de la instalación del tramo de cierre, (b) Las fuerzas en los cables debido al peso propio del tramo de cierre más las fuerzas de re-tensado y (c) Las fuerzas de tensión en los cables por carga muerta, obtenidas por superposición. En el caso de la columna (b), al aplicar la carga de gravedad proveniente del peso propio del tramo de cierre y las fuerzas de retensado en los cables 1 y 20, es evidente que las tensiones en los demás cables será aproximadamente cero ya que los puntos de anclaje tendrán una deflexión aproximadamente nula.

<b>CABLE</b>	<b>(a) Tensiones antes de la instalación del tramo de cierre (t)</b>	<b>(b) Tensiones debido al peso propio del tramo de cierre y las fuerzas de re-tensado en los cables 1 y 20 (t)</b>	<b>(c) TENSIONES TOTALES POR CARGA MUERTA (t)</b>
1	117.43	108.90	226.33
2	267.78	-0.81	266.96
3	209.04	-0.32	208.72
4	203.96	-0.08	203.88
5	184.94	0.04	184.99
6	168.05	0.07	168.12
7	150.53	0.06	150.59
8	133.58	0.03	133.61
9	118.29	-0.02	118.28
10	106.76	-0.12	106.64
11	106.76	-0.12	106.64
12	118.29	0.02	118.31
13	133.58	0.10	133.69
14	150.53	0.12	150.65
15	168.05	0.00	168.05
16	184.94	-0.37	184.58
17	203.96	-0.93	203.03
18	209.04	-1.54	207.50
19	267.78	-2.35	265.42
20	117.43	109.61	227.05

**Tabla 6.8-1:** Tensiones en los cables por carga muerta

Finalmente, se aplicaron las solicitaciones totales por carga muerta al modelo del puente completo con el procedimiento descrito en el acápite 6.7.

### **6.9. Análisis por carga muerta superimpuesta y cargas vehiculares**

En el análisis estructural por cargas vehiculares y carga muerta superimpuesta (veredas, barandas) la estructura se comportará con su configuración estructural final (con el tramo de cierre instalado y los extremos finales de la viga de rigidez anclados a los pilares) y además los cables ya no se comportarán como apoyos fijos sino como apoyos flexibles.

Adicionalmente, deberán considerarse los módulos de elasticidad equivalentes (reducidos) de los cables para tomar en cuenta las deformaciones axiales adicionales que tendrán debido al cambio de curvatura por peso propio de los mismos, como se explica en el acápite 4.3.1.



Dado que los módulos de elasticidad equivalentes dependen de las tensiones presentes en los cables, el análisis estructural debe realizarse considerando el orden de aplicación de las cargas. Por lo tanto, en primer lugar se realizará el análisis por carga muerta superimpuesta y en segundo lugar el análisis por carga vehicular.

#### Análisis por carga muerta superimpuesta

La determinación de los módulos de elasticidad equivalentes de los cables se realizará de forma iterativa. Como punto de partida, las cargas iniciales en los cables son las cargas por carga muerta determinadas en el acápite 6.8. Para la primera iteración se calcularán los módulos de elasticidad tangentes (Ec. 4.2.2) considerando los esfuerzos en los cables por carga muerta. Después de realizar el análisis por carga muerta superimpuesta se calculan los módulos de elasticidad secantes (Ec. 4.2.1) considerando las cargas iniciales (por carga muerta) y finales (por carga muerta + carga muerta superimpuesta). El proceso debe repetirse hasta que el módulo de elasticidad equivalente con el que se hace el análisis y el módulo de elasticidad secante calculado con las fuerzas inicial y final coincidan.

En lugar de presentar directamente el módulo de elasticidad, se presentará el cociente entre el módulo de elasticidad equivalente y el módulo de elasticidad real. Denominaremos a este cociente como el factor  $K$ , de modo que  $K = E_{eq}/E$ , representa el factor de reducción de la rigidez axial del cable debido al cambio de curvatura por peso propio.

Para el análisis por carga muerta superimpuesta, los módulos de elasticidad equivalentes pudieron ser calculados en 2 iteraciones, las cuales se muestran de forma tabulada:

- La primera columna corresponde a las fuerzas iniciales de los cables
- La segunda columna muestra el factor  $K_i = E_{eq}/E$ , calculado con el  $E_{eq}$  con el cual se hizo el análisis estructural.
- La tercera columna muestra las fuerzas finales de los cables.
- La cuarta columna muestra el factor  $K_f = E_{eq}/E$ , calculado con el  $E_{eq}$  secante considerando las tensiones iniciales y finales de los cables.
- La quinta columna muestra la relación  $K_i/K_f$ , la cual deberá ser 1.00 al final de las iteraciones.

ITERACIÓN 1					
CABLES	$T_i$ (ton)	$K_i = E_{eq}/E$	$T_f$ (ton)	$K_f = E_{eq}/E$	$K_i/K_f$
1	226.3	0.911	248.6	0.921	0.99
2	267.0	0.954	298.5	0.961	0.99
3	208.7	0.963	239.5	0.970	0.99
4	203.9	0.970	238.8	0.976	0.99
5	185.0	0.970	221.2	0.977	0.99
6	168.1	0.982	199.0	0.986	1.00
7	150.6	0.984	179.4	0.988	1.00
8	133.6	0.987	159.2	0.990	1.00
9	118.3	0.992	138.5	0.993	1.00
10	106.6	0.997	116.5	0.998	1.00
11	106.6	0.997	116.7	0.998	1.00
12	118.3	0.992	138.5	0.993	1.00
13	133.7	0.987	158.8	0.990	1.00
14	150.7	0.984	178.6	0.988	1.00
15	168.1	0.982	197.9	0.986	1.00
16	184.6	0.970	220.4	0.977	0.99
17	203.0	0.969	240.1	0.976	0.99
18	207.5	0.963	244.6	0.970	0.99
19	265.4	0.953	311.5	0.963	0.99
20	227.0	0.911	267.8	0.929	0.98

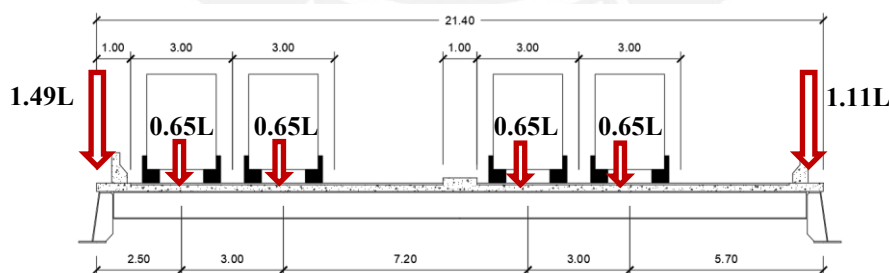
ITERACIÓN 2					
CABLES	$T_i$ (ton)	$K_i = E_{eq}/E$	$T_f$ (ton)	$K_f = E_{eq}/E$	$K_i/K_f$
1	226.3	0.921	248.8	0.921	1.00
2	267.0	0.961	298.6	0.961	1.00
3	208.7	0.970	239.6	0.970	1.00
4	203.9	0.976	238.8	0.976	1.00
5	185.0	0.977	221.2	0.977	1.00
6	168.1	0.986	199.0	0.986	1.00
7	150.6	0.988	179.4	0.988	1.00
8	133.6	0.990	159.2	0.990	1.00
9	118.3	0.993	138.5	0.993	1.00
10	106.6	0.998	116.5	0.998	1.00
11	106.6	0.998	116.7	0.998	1.00
12	118.3	0.993	138.5	0.993	1.00
13	133.7	0.990	158.8	0.990	1.00

14	150.7	0.988	178.6	0.988	1.00
15	168.1	0.986	197.9	0.986	1.00
16	184.6	0.977	220.5	0.977	1.00
17	203.0	0.976	240.0	0.976	1.00
18	207.5	0.970	244.5	0.970	1.00
19	265.4	0.963	311.4	0.963	1.00
20	227.0	0.929	268.1	0.929	1.00

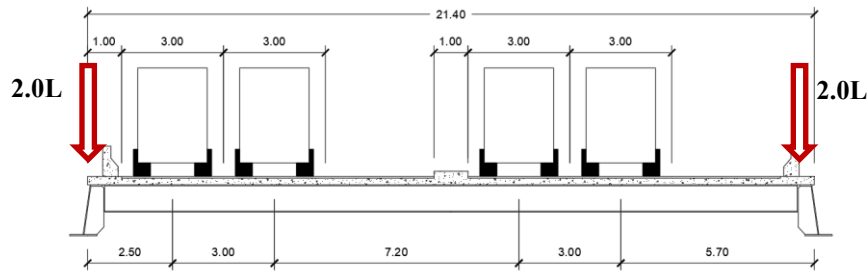
Puede observarse que los coeficientes  $K_i/K_f$  tienen valores muy cercanos a 1.00 desde la primera iteración. Esto se debe a que el aumento de las tensiones debido a la carga muerta superimpuesta es relativamente pequeño en relación con las tensiones iniciales, por lo cual el módulo de elasticidad tangente con el que se realizó el análisis en la primera iteración es muy cercano al módulo de elasticidad secante final. De todas maneras se realizó una segunda iteración para que todos los valores de  $K_i/K_f$  sean exactamente 1.00.

#### Análisis por carga vehicular

Si se considera que todos los camiones están colocados lo más cerca posible a uno de los extremos del tablero, y se aplica el factor de presencia múltiple de 0.65 para 4 líneas cargadas, la distribución de cargas vehiculares en las vigas sería como se muestra en la Figura 6.9-1, con la viga más cargada soportando 1.49 líneas y la menos cargada soportando 1.11 líneas. Conservadoramente, se considerará que ambas vigas toman 2.00 líneas, lo cual equivale a no considerar ningún factor de reducción (Figura 6.9-2).



**Figura 6.9-1:** Posición de los camiones con un factor de reducción por presencia múltiple de 0.65



**Figura 6.9-2:** Posición de los camiones sin factor de reducción

Para el caso de las cargas vivas, no es posible realizar un análisis iterativo de los módulos de elasticidad equivalentes porque las cargas vivas tienen una posición variable, de forma tal que debería hacerse un análisis iterativo independiente por cada posición del camión de diseño a lo largo de la viga longitudinal, lo cual resulta inviable. Sin embargo, dado que los valores de los coeficientes  $K_f$  obtenidos al final del análisis por carga muerta superimpuesta son valores cercanos a 1.0, y dado que las tensiones en los cables por carga muerta son relativamente altos en comparación con las tensiones generadas por las cargas vehiculares, pueden considerarse para el análisis los módulos de elasticidad tangentes calculados con las tensiones finales del análisis por carga muerta superimpuesta. A continuación se muestran los valores de  $K_i$  y  $K_f$  obtenidos para el análisis por carga vehicular considerando para el análisis el módulo de elasticidad tangente. Puede observarse que la máxima diferencia entre los valores de  $K_i$  y  $K_f$  es de 0.028. Considerando que el módulo de elasticidad de un cable difícilmente se conoce con una precisión mayor que 2-3% (Gimsing y Georgakis, 2012) la diferencia presentada resulta aceptable.

CABLES	$T_i$ (ton)	$K_i = E_{eq}/E$	$\Delta_f$	$T_f$ (ton)	$K_f = E_{eq}/E$	$K_i/K_f$
1	248.8	0.931	116.8	365.6	0.959	0.97
2	298.6	0.967	80.5	379.1	0.976	0.99
3	239.6	0.975	81.4	320.9	0.984	0.99
4	238.8	0.981	102.3	341.1	0.988	0.99
5	221.2	0.982	108.2	329.4	0.990	0.99
6	199.0	0.989	94.2	293.2	0.994	1.00
7	179.4	0.991	90.6	270.1	0.995	1.00
8	159.2	0.992	84.8	244.0	0.996	1.00
9	138.5	0.995	78.1	216.5	0.997	1.00
10	116.5	0.998	59.6	176.1	0.999	1.00
11	116.7	0.998	70.9	187.6	0.999	1.00
12	138.5	0.995	80.0	218.5	0.997	1.00

13	158.8	0.992	84.6	243.5	0.996	1.00
14	178.6	0.990	89.9	268.5	0.995	1.00
15	197.9	0.989	92.7	290.6	0.994	1.00
16	220.5	0.982	107.6	328.0	0.990	0.99
17	240.0	0.981	109.8	349.8	0.989	0.99
18	244.5	0.977	107.0	351.5	0.986	0.99
19	311.4	0.970	120.2	431.7	0.981	0.99
20	268.1	0.944	104.2	372.3	0.965	0.98

### 6.10. Análisis sísmico modal espectral

Se consideraron distintas clases de suelo a lo largo del puente (Como se muestra en la Figura 6.10-1), por lo cual para el análisis modal espectral se consideró la clase de suelo más desfavorable.

Para considerar el efecto del movimiento diferencial de los apoyos, se aplicó la metodología aproximada especificada en el Eurocódigo 8 – Parte 2 (Acápito 4.5.5). La metodología consiste en determinar las solicitaciones generadas por desplazamientos diferenciales impuestos, cuyas magnitudes dependen del tipo de suelo y la distancia entre apoyos, y luego combinar estas solicitaciones con aquellas obtenidas mediante el análisis modal-espectral, utilizando el criterio de combinación SRSS. Se calcularon los efectos de los desplazamientos diferenciales entre las dos torres y los dos pilares de los extremos del puente atirantado, cuyas distancias relativas son de 150 m entre el pilar extremo y la torre, y de 315 m entre torres, como se muestra en la Figura 6.10-1. Los apoyos de los cuales se estimarán los desplazamientos relativos se numeraron del 1 al 4.

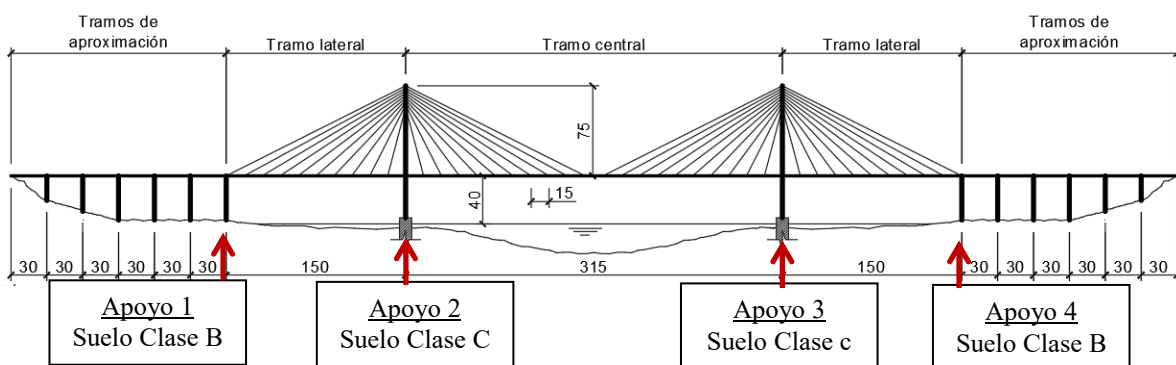


Figura 6.10-1: Soportes 1 al 4, apoyados sobre distintos tipos de suelo.

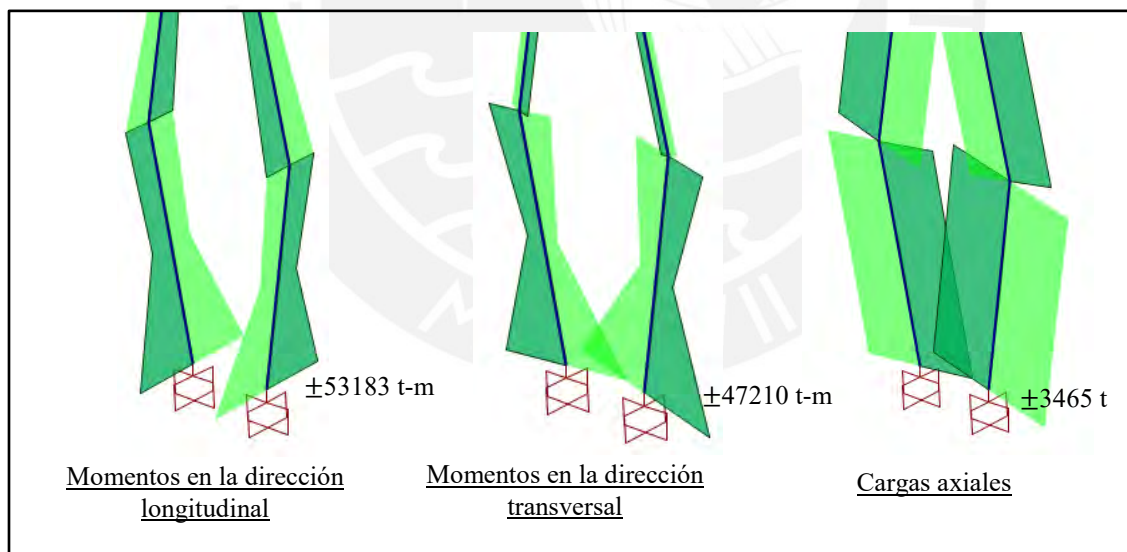
El análisis sísmico se divide en 3 pasos: 1) Análisis modal espectral, 2) Aplicación de los desplazamientos diferenciales impuestos, y 3) Combinación de los efectos mediante el criterio SRSS.

### **PASO 1) Análisis modal-espectral de la estructura considerando el suelo más desfavorable**

El análisis se realizó considerando un factor de modificación de la respuesta  $R=1.00$ , lo cual equivale a considerar que todos los elementos serán capaces de tomar la demanda sísmica elástica completa.

Para la elaboración del espectro de aceleraciones se considerará el suelo Clase C ( $F_a = F_{pga} = 1, F_v = 1.3$ ) y los coeficientes de aceleración correspondientes a Lima ( $PGA=0.51, S_s=1.26, S_1=0.5$ ). Se consideró el 100% de las aceleraciones en la dirección de análisis combinadas con el 30% de las aceleraciones en la dirección ortogonal.

La Figura 6.10-2 muestra las envolventes de solicitaciones en las columnas de la torre debido a las cargas sísmicas.

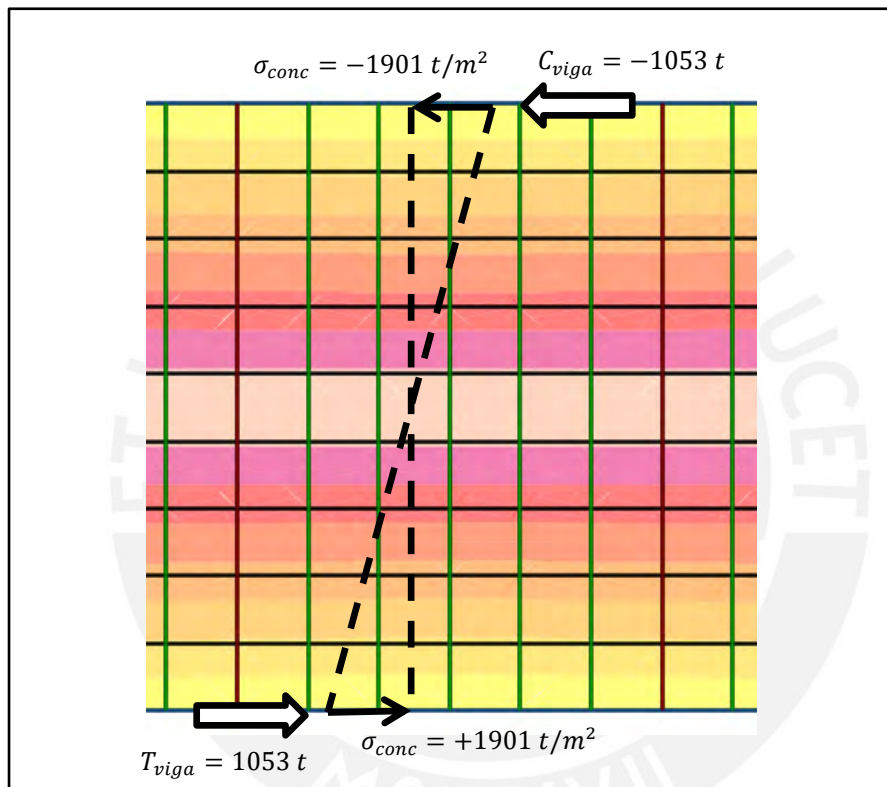


**Figura 6.10-2:** Envolventes de solicitaciones en las columnas de la torre debido a las cargas sísmicas.

La Figura 6.10-4 muestra los momentos generados por la flexión horizontal (alrededor del eje Z vertical) en el tablero. Para el análisis de la flexión horizontal ocasionada por las cargas sísmicas, debe considerarse que el tablero completo se comporta como un único elemento en flexión, es decir que se deberá considera una única sección

compuesta que incluya a la losa de concreto y a las dos vigas de acero longitudinales, las cuales estarán una a compresión y otra a tracción.

La Figura 6.10-3 muestra la distribución de esfuerzos en la losa de concreto y las fuerzas axiales en las vigas al centro del tramo central, debido a las cargas sísmicas. Puede observarse que la distribución de esfuerzos en el tablero es aproximadamente lineal, por lo cual es posible calcular el momento flector a partir de la inercia transformada de la sección compuesta.



**Figura 6.10-3:** Distribución de esfuerzos en la losa de concreto y las fuerzas axiales en las vigas al centro del tramo central, debido a las cargas sísmicas (Vista en planta del tablero).

A manera de ejemplo, se muestra el cálculo del momento para la distribución de esfuerzos mostrada en la Figura 6.10-3 (Al centro del tramo central).

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 7.20$$

$$I_{tr} = I_{losa} + I_{V.M.} + A_{V.M.}(B/2)^2 = 227.6 \text{ m}^4$$

Conociendo la fuerza axial en la viga metálica, se calcula el esfuerzo:

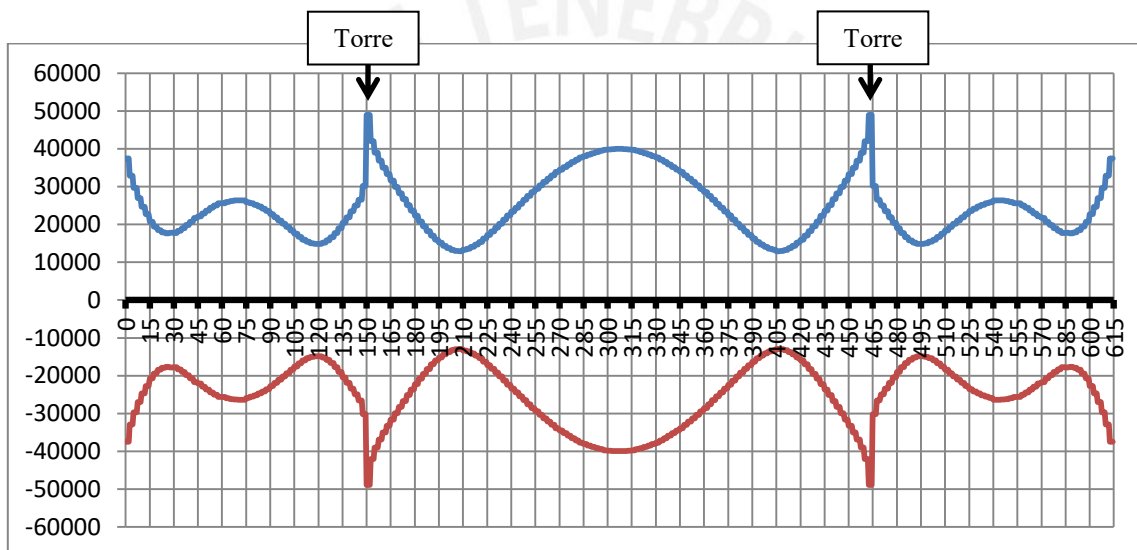
$$\sigma_{V.M} = \frac{T_{viga}}{A_{V.M.}} = \frac{1053}{0.0780} = 13514 \text{ t/m}^2$$

Se relaciona el esfuerzo en la viga metálica con la inercia transformada de la sección:

$$\sigma_{V.M} = n \cdot \frac{M \cdot y}{I_{tr}}$$

Finalmente se determina el momento flector:

$$M = \frac{\sigma_{V.M} \cdot I_{tr}}{n \cdot y} = \frac{13514 \cdot 227.6}{7.20 \cdot 10.4} = 39946 \text{ t} \cdot \text{m}$$



**Figura 6.10-4:** Momentos generados por la flexión horizontal (alrededor del eje Z vertical) en el tablero (Vista en planta)

## **PASO 2) Cálculo de los efectos ocasionados por los desplazamientos diferenciales impuestos**

Las Figuras 6.10-5 y 6.10-6 muestran de forma esquemática la aplicación de los desplazamientos diferenciales correspondientes a la Serie A. Cuando el análisis se realiza de izquierda a derecha, el apoyo 1 se considera fijo, y cuando se realiza de derecha a izquierda, el apoyo 4 se considera fijo. Los desplazamientos se aplican en los sentidos mostrados y en los sentidos opuestos, para luego generar una envolvente.



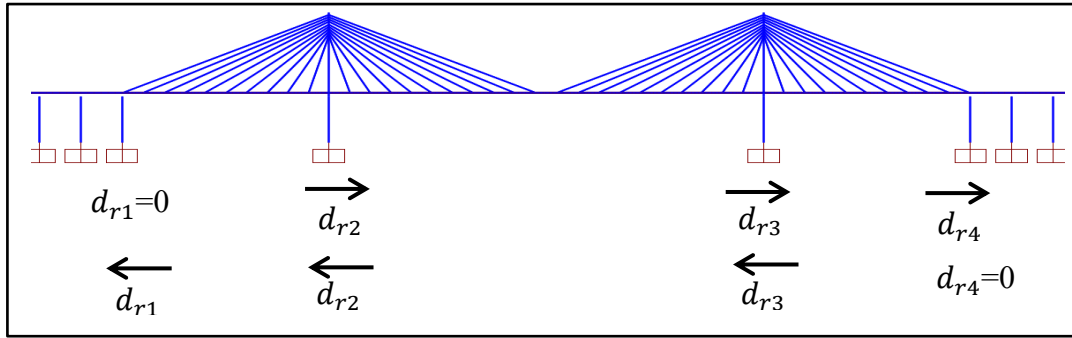


Figura 6.10-5: Desplazamientos relativos de la Serie A en la dirección longitudinal.

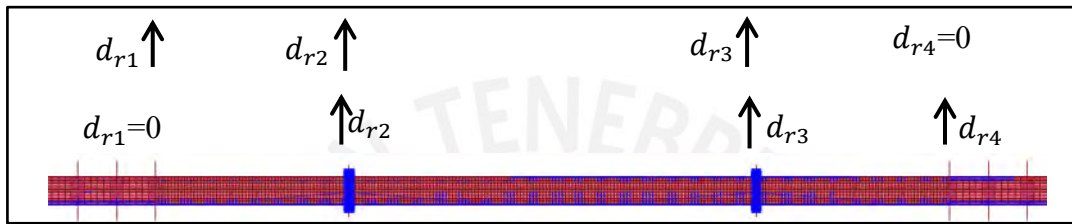


Figura 6.10-6: Desplazamientos relativos de la Serie A en la dirección transversal.

Las Figuras 6.10-7 y 6.10-8 muestran de forma esquemática la aplicación de los desplazamientos diferenciales correspondientes a la Serie B. Los desplazamientos se aplican en los sentidos mostrados y en los sentidos opuestos, para luego generar una envolvente.

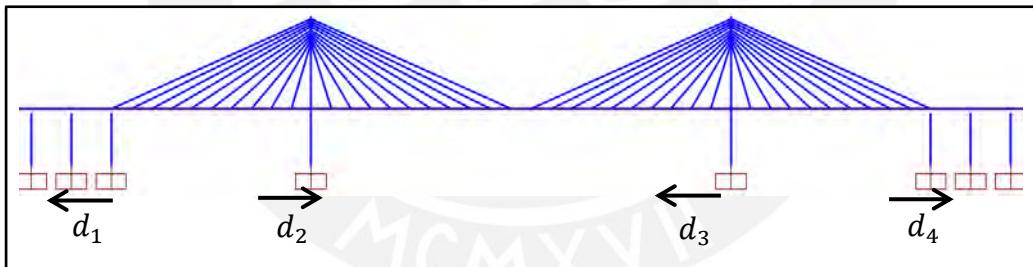


Figura 6.10-7: Desplazamientos relativos de la Serie B en la dirección longitudinal

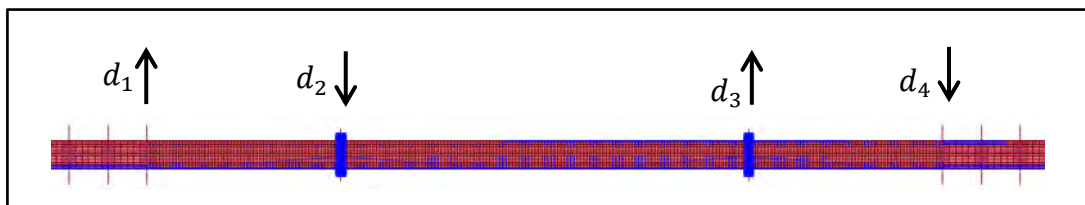


Figura 6.10-8: Desplazamientos relativos de la Serie B en la dirección transversal.

La Tabla 6.10-1 muestra los valores de los desplazamientos relativos impuestos para la Serie A y la Tabla 6.10-2 muestra los desplazamientos relativos impuestos para la Serie B.

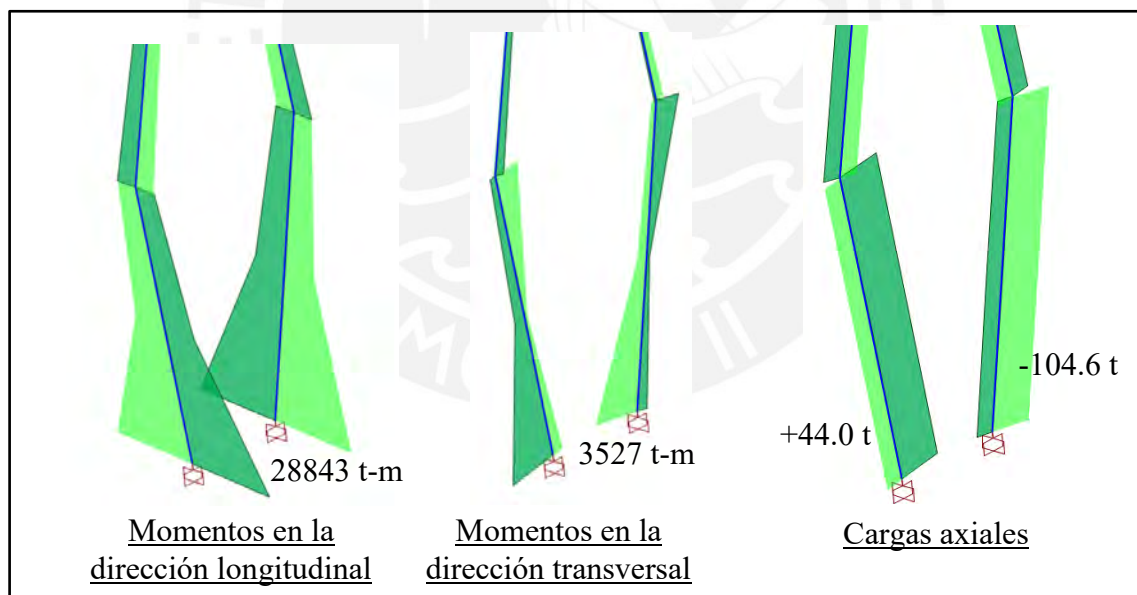
	Serie A (Apoyo 1 considerado fijo)		
	Apoyo 2	Apoyo 3	Apoyo 4
dri (m)	0.082	0.254	0.175

**Tabla 6.10-1:** Valores de los desplazamientos relativos impuestos para la Serie A

	Serie B			
	Apoyo 1	Apoyo 2	Apoyo 3	Apoyo 4
$d_i = \Delta d_i / 2$ (m)	0.0409	0.0634	0.0634	0.0409

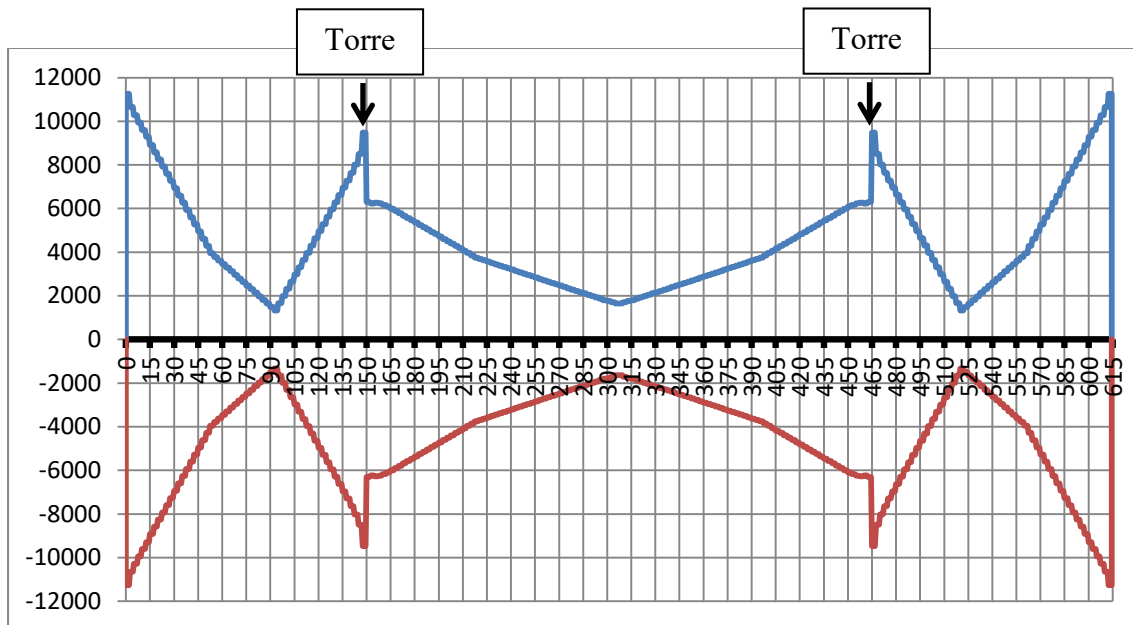
**Tabla 6.10-2:** Valores de los desplazamientos relativos impuestos para la Serie B

A partir de los desplazamientos relativos impuestos por las Series A y B (aplicados independientemente) se determinaron las solicitaciones máximas en las torres y en el tablero. La Figura 6.10-9 muestra las envolventes de solicitaciones en las columnas de la torre, considerando los desplazamientos impuestos de cada serie.



**Figura 6.10-9:** Envolventes de solicitaciones en las columnas de la torre debido a los movimientos diferenciales en los apoyos.

Los desplazamientos diferenciales en la dirección transversal al puente generarán incrementos de momentos horizontales (alrededor del eje Z vertical) en el tablero, como se muestra en la Figura 6.10-10.



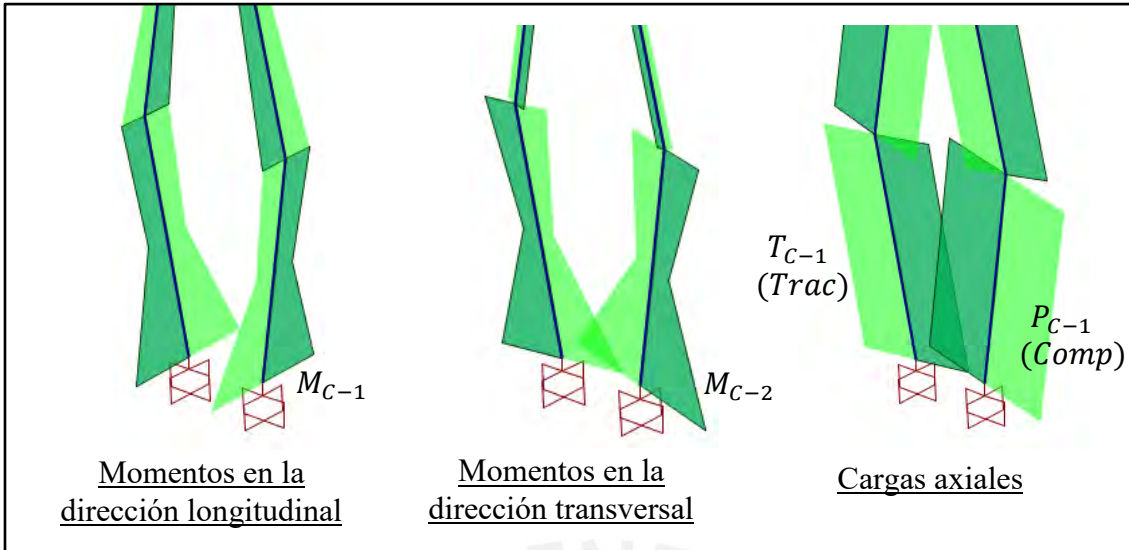
**Figura 6.10-10:** Envolvente de momentos horizontales en el tablero debido a los desplazamientos diferenciales de los apoyos (Vista en Planta).

### **PASO 3) Combinación de las solicitaciones del análisis modal-espectral y de los desplazamientos diferenciales impuestos**

Se realizó la combinación de las solicitaciones del análisis del Paso 1 con las correspondientes al Paso 2, mediante el criterio de combinación SRSS.

Para mostrar el incremento de las solicitaciones en las columnas de las torres, se han denominado a las solicitaciones en su base como  $M_{C-1}$  (flexión en la dirección longitudinal),  $M_{C-2}$  (flexión en la dirección transversal),  $T_{C-1}$  (Tracción) y  $P_{C-1}$  (Compresión), como se muestra en la Figura 6.10-12.

La Tabla 6.10-3 muestra, para las columnas de las torres, los valores de las solicitaciones obtenidas con el análisis modal-espectral, con los desplazamientos relativos impuestos, y su combinación SRSS.

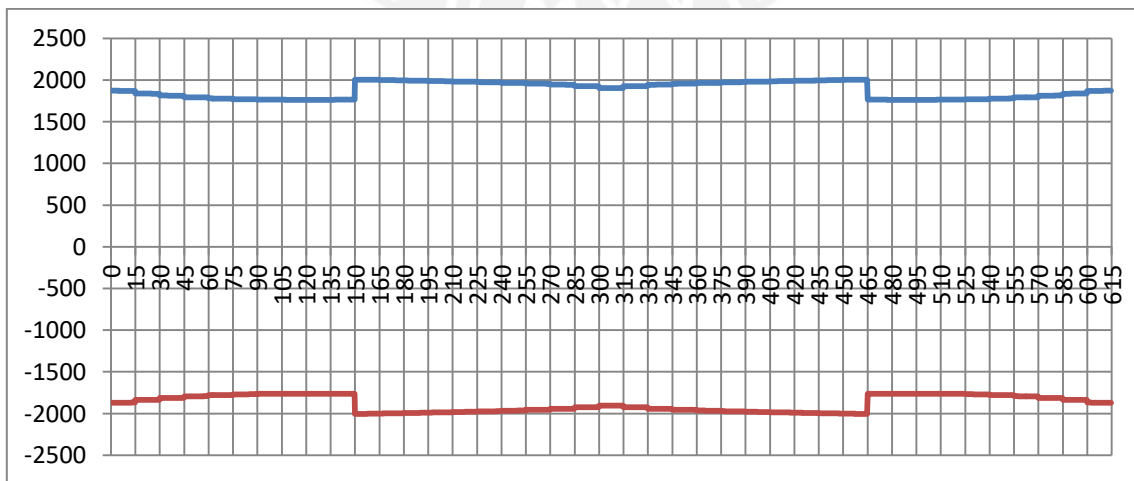


**Figura 6.10-12:** Denominación de las solicitaciones en las columnas.

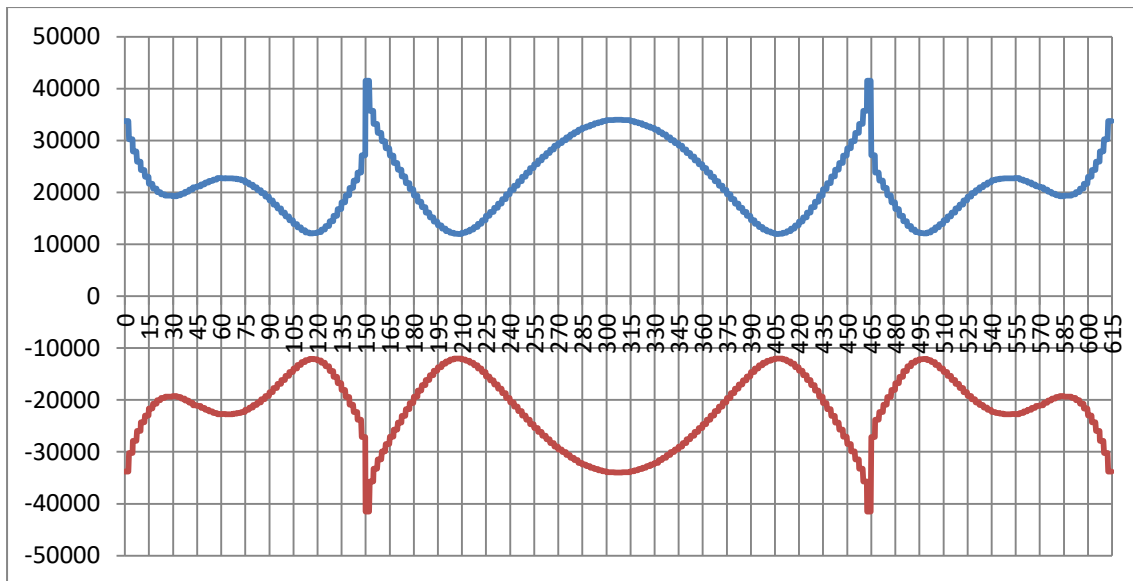
	Análisis Modal- Espectral	Desplazamientos Diferenciales	Combinación SRSS
MC1 (t-m)	53813	28843	61055
MC2 (t-m)	47210	3527	47342
PC1 (t)	3465	104.6	3467
TC1 (t)	3465	44	3465

**Tabla 6.10-3:** Combinación de las solicitaciones obtenidas en la base de las columnas de las torres

Las Figuras 6.10-13 y 6.10-14 muestran los diagramas de fuerza axial y momento flector horizontal (My) generados por la combinación SRSS del análisis modal-espectral y los desplazamientos diferenciales.



**Figura 6.10-13:** Diagrama de fuerza axial de cada viga longitudinal, para el análisis modal espectral combinado con los desplazamientos diferenciales de los apoyos.



**Figura 6.10-14:** Diagrama de momento flector horizontal en el tablero, para el análisis modal espectral combinado con los desplazamientos diferenciales de los apoyos (Vista en planta).

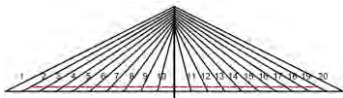
### 6.11. Análisis del proceso constructivo

El análisis del proceso constructivo empezará por la etapa constructiva previa a la instalación del tramo de cierre, en la cual las tensiones de los cables fueron calculadas en el acápite 6.8 de forma tal que los puntos de anclaje tengan una deflexión nula para cargas de gravedad. Siguiendo la numeración de las etapas de principio a fin, la etapa descrita sería la Etapa 31.

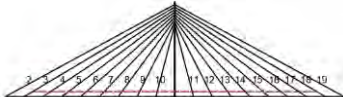
La Tabla 6.11-1 muestra de forma esquemática las etapas constructivas analizadas. Las vigas con líneas segmentadas rojas encima de ellas indican la presencia de la losa de concreto. Como el análisis sigue el proceso de “desmantelamiento” del puente, pueden distinguirse 3 tipos de análisis: (a) Retiro de la losa de concreto de los paños extremos, (b) Retiro de los cables extremos, y (c) Retiro de los tramos de viga extremos.

Retiro de la losa de concreto de los

pañños extremos



Etapa 30



Etapa 27



Etapa 24



Etapa 21



Etapa 18



Etapa 15

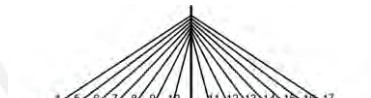
Retiro de los cables extremos



Etapa 29



Etapa 26



Etapa 23



Etapa 20



Etapa 17



Etapa 14

Retiro de los tramos de viga

extremos



Etapa 28



Etapa 25



Etapa 22



Etapa 19

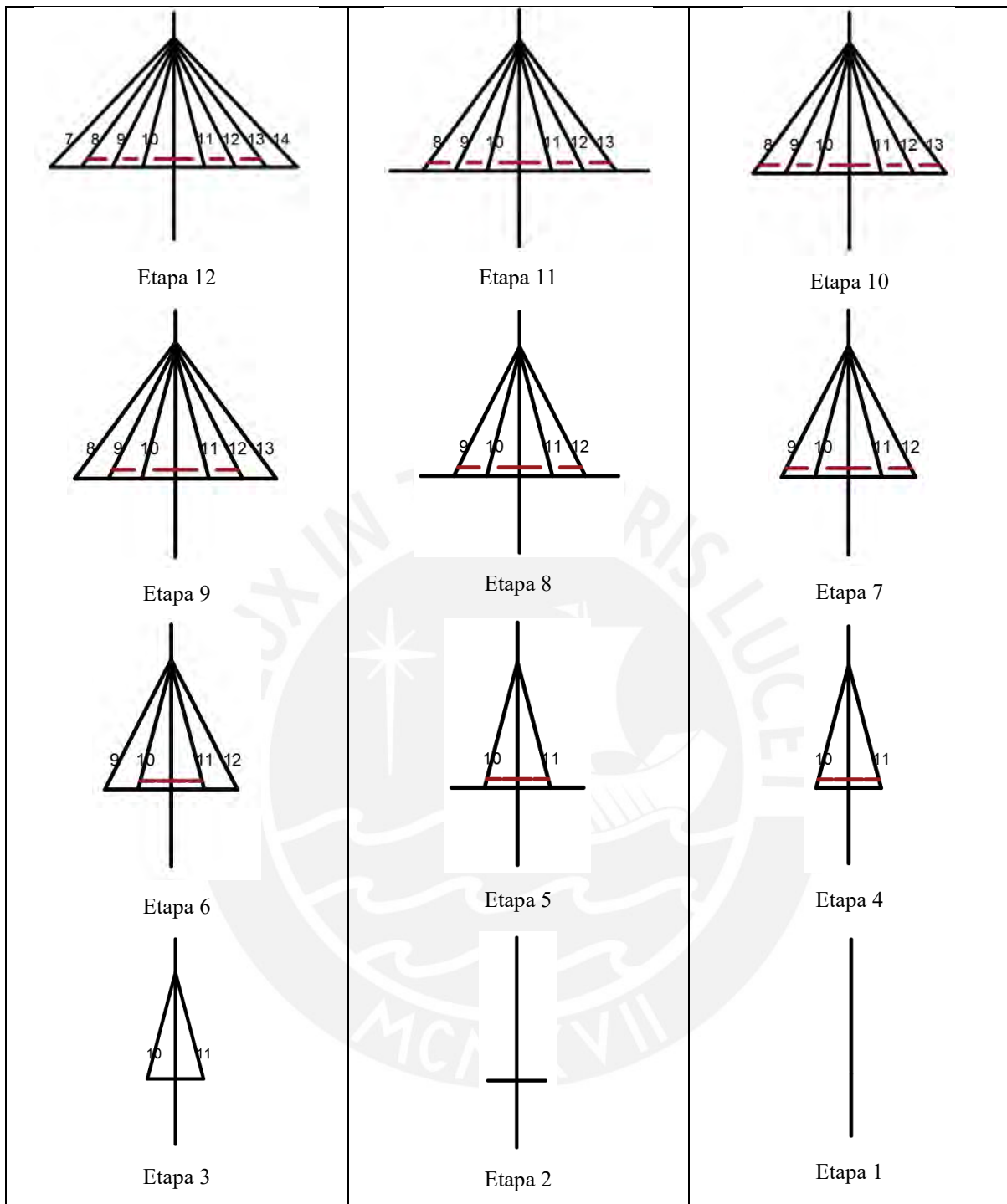


Etapa 16



Etapa 13





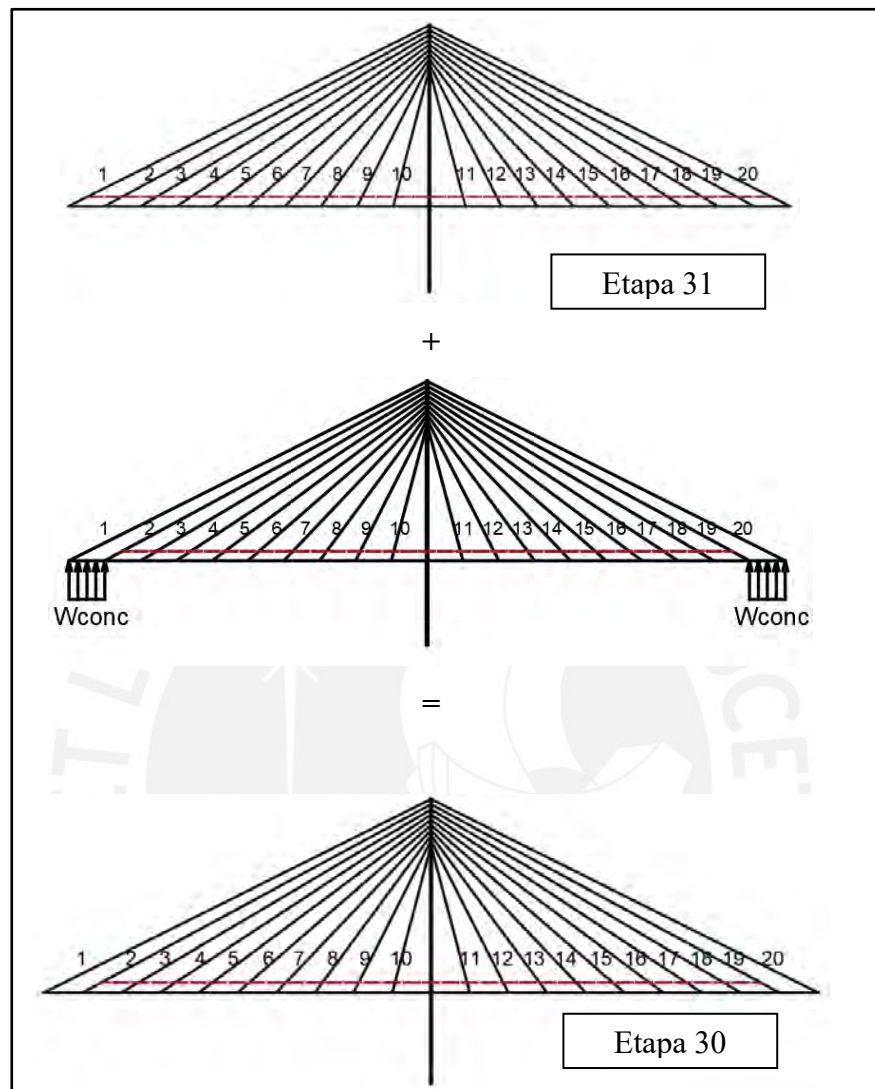
**Tabla 6.11-1:** Esquema de las etapas constructivas analizadas.

A continuación se muestran los cálculos realizados para las etapas 30, 29 y 28.

### Etapa 30

Para determinar las solicitaciones en la Etapa 30, se aplicará a la estructura únicamente el peso de la losa de concreto de los tramos extremos en sentido contrario (hacia arriba) para simular el retiro de la losa. Los resultados de dicho análisis se deben superponer con las

solicitaciones de la Etapa 31 para determinar las solicitaciones de la Etapa 30. La Figura 6.11.1 muestra este procedimiento de forma esquemática.



**Figura 6.9.1:** Determinación de las solicitaciones en la Etapa 30

Para la determinación de los módulos de elasticidad equivalentes de los cables se realizó el proceso iterativo previamente descrito, considerando como tensiones 1 las tensiones de la Etapa 31 y como tensiones 2 las tensiones de la Etapa 30. La iteración comienza suponiendo los módulos de elasticidad tangentes calculados con las tensiones de la Etapa 31. Dado que al retirar las losas existe una disminución significativa de las tensiones en los cables extremos, fue necesario realizar 12 iteraciones. A continuación se muestran únicamente las iteraciones 1, 2 y 12.



ITERACIÓN 1						
CABLES	$T_1$ (ton)	$K_i = E_{eq}/E$	$\Delta_f$	$T_2$ (ton)	$K_f = E_{eq}/E$	$K_i/K_f$
1	117.4	0.587	-80.5	36.9	0.176	3.33
2	267.8	0.954	-80.3	187.5	0.923	1.03
3	209.0	0.963	-27.6	181.5	0.955	1.01
4	204.0	0.970	-9.0	195.0	0.968	1.00
5	184.9	0.970	1.9	186.8	0.970	1.00
6	168.1	0.982	4.8	172.9	0.983	1.00
7	150.5	0.984	4.1	154.6	0.985	1.00
8	133.6	0.987	1.9	135.5	0.987	1.00
9	118.3	0.992	0.3	118.6	0.992	1.00
10	106.8	0.997	0.0	106.8	0.997	1.00
11	106.8	0.997	0.0	106.8	0.997	1.00
12	118.3	0.992	0.3	118.6	0.992	1.00
13	133.6	0.987	1.9	135.5	0.987	1.00
14	150.5	0.984	4.1	154.6	0.985	1.00
15	168.1	0.982	4.8	172.9	0.983	1.00
16	184.9	0.970	1.9	186.8	0.970	1.00
17	204.0	0.970	-9.0	195.0	0.968	1.00
18	209.0	0.963	-27.6	181.5	0.955	1.01
19	267.8	0.954	-80.3	187.5	0.923	1.03
20	117.4	0.587	-80.5	36.9	0.176	3.33

ITERACIÓN 2						
CABLES	$T_1$ (ton)	$K_i = E_{eq}/E$	$\Delta_f$	$T_2$ (ton)	$K_f = E_{eq}/E$	$K_i/K_f$
1	117.4	0.176	-41.4	76.1	0.420	0.42
2	267.8	0.923	-119.4	148.4	0.892	1.04
3	209.0	0.955	-36.7	172.4	0.951	1.00
4	204.0	0.968	-9.4	194.6	0.967	1.00
5	184.9	0.970	5.4	190.3	0.971	1.00
6	168.1	0.983	8.2	176.2	0.983	1.00
7	150.5	0.985	6.1	156.7	0.985	1.00
8	133.6	0.987	2.6	136.2	0.987	1.00
9	118.3	0.992	0.2	118.5	0.992	1.00
10	106.8	0.997	-0.1	106.6	0.997	1.00
11	106.8	0.997	-0.1	106.6	0.997	1.00
12	118.3	0.992	0.2	118.5	0.992	1.00
13	133.6	0.987	2.6	136.2	0.987	1.00
14	150.5	0.985	6.1	156.7	0.985	1.00

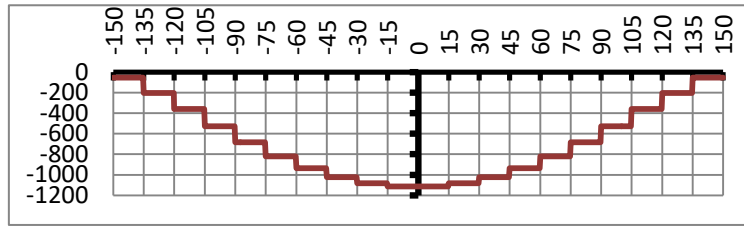
15	168.1	0.983	8.2	176.2	0.983	1.00
16	184.9	0.970	5.4	190.3	0.971	1.00
17	204.0	0.968	-9.4	194.6	0.967	1.00
18	209.0	0.955	-36.7	172.4	0.951	1.00
19	267.8	0.923	-119.4	148.4	0.892	1.04
20	117.4	0.176	-41.4	76.1	0.420	0.42

ITERACIÓN 12						
CABLES	$T_1$ (ton)	$K_i = E_{eq}/E$	$\Delta_f$	$T_2$ (ton)	$K_f = E_{eq}/E$	$K_i/K_f$
1	117.4	0.310	-59.6	57.9	0.317	0.98
2	267.8	0.910	-100.4	167.4	0.909	1.00
3	209.0	0.953	-33.1	175.9	0.953	1.00
4	204.0	0.967	-9.5	194.4	0.967	1.00
5	184.9	0.971	3.7	188.6	0.971	1.00
6	168.1	0.983	6.7	174.8	0.983	1.00
7	150.5	0.985	5.3	155.8	0.985	1.00
8	133.6	0.987	2.3	135.9	0.987	1.00
9	118.3	0.992	0.3	118.6	0.992	1.00
10	106.8	0.997	0.0	106.7	0.997	1.00
11	106.8	0.997	0.0	106.7	0.997	1.00
12	118.3	0.992	0.3	118.6	0.992	1.00
13	133.6	0.987	2.3	135.9	0.987	1.00
14	150.5	0.985	5.3	155.8	0.985	1.00
15	168.1	0.983	6.7	174.8	0.983	1.00
16	184.9	0.971	3.7	188.6	0.971	1.00
17	204.0	0.967	-9.5	194.4	0.967	1.00
18	209.0	0.953	-33.1	175.9	0.953	1.00
19	267.8	0.910	-100.4	167.4	0.909	1.00
20	117.4	0.310	-59.6	57.9	0.317	0.98

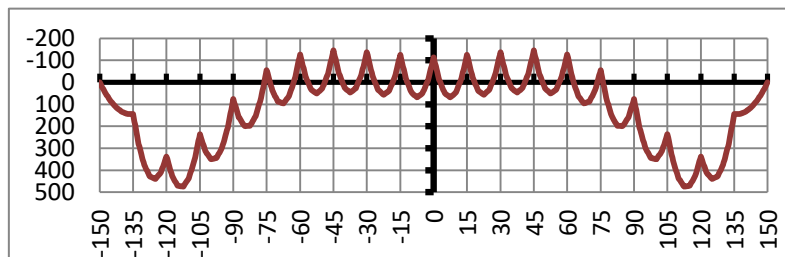
Puede observarse que el módulo de elasticidad equivalente para los cables extremos (Cables 1 y 20) es de sólo 0.32E. Esto se debe a que en la Etapa 30 estos cables están soportando únicamente las vigas metálicas de los tramos extremos (sin las losas de concreto), por lo cual sus esfuerzos son relativamente bajos.

Finalmente, se muestran los diagramas de fuerzas internas de las vigas de rigidez en la Etapa 30.

- Diagrama de carga axial en la Etapa 30 (t):

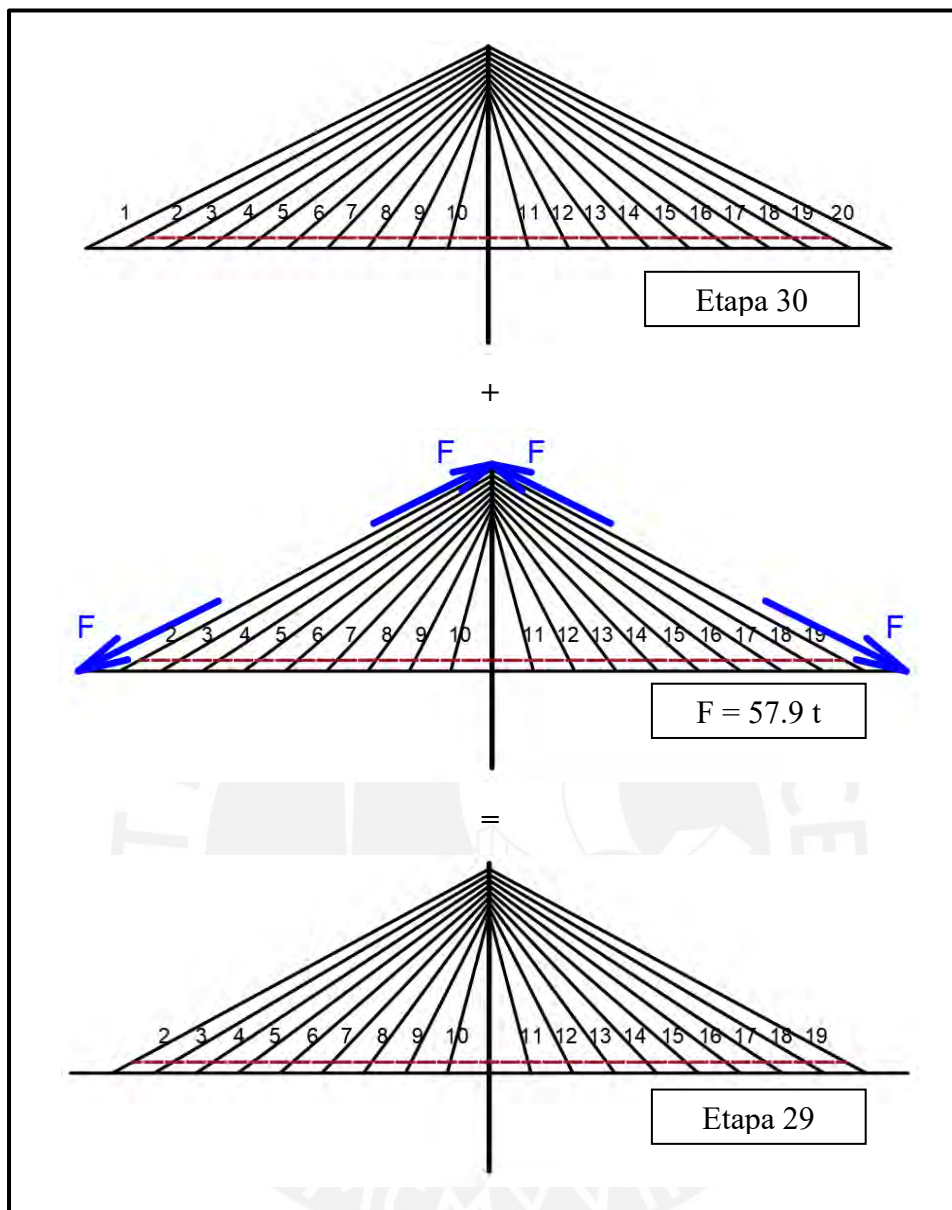


- Diagrama de momento flector en la Etapa 30 (t.m):



### Etapa 29

Para determinar las solicitaciones en la Etapa 29, se aplicarán únicamente las tensiones en los cables extremos calculadas en la Etapa 30 pero en sentido contrario (en compresión) para simular el retiro de los cables extremos. Los resultados de dicho análisis se deben superponer con las solicitaciones de la Etapa 30 para determinar las solicitaciones de la Etapa 29. La Figura 6.9.2 muestra este procedimiento de forma esquemática.



**Figura 6.9.2:** Determinación de las solicitaciones en la Etapa 29

Para la determinación de los módulos de elasticidad equivalentes de los cables se realizó el proceso iterativo previamente descrito, considerando como tensiones 1 las tensiones de la Etapa 30 y como tensiones 2 las tensiones de la Etapa 29. La iteración comienza suponiendo los módulos de elasticidad tangentes calculados con las tensiones de la Etapa 30. A continuación se muestran las iteraciones realizadas.

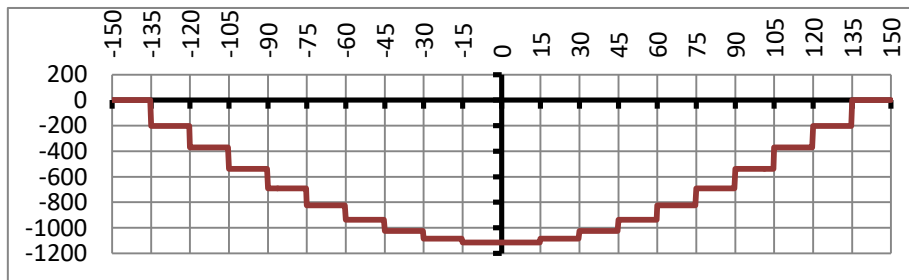
ITERACIÓN 1						
CABLES	$T_1$ (ton)	$K_i = E_{eq}/E$	$\Delta_f$ (ton)	$T_2$ (ton)	$K_f = E_{eq}/E$	$K_i/K_f$
2	167.4	0.836	57.1	224.4	0.887	0.94
3	175.9	0.940	14.1	190.1	0.946	0.99
4	194.4	0.965	0.9	195.3	0.965	1.00
5	188.6	0.972	-5.2	183.5	0.971	1.00
6	174.8	0.984	-5.0	169.8	0.983	1.00
7	155.8	0.986	-3.1	152.7	0.985	1.00
8	135.9	0.988	-1.1	134.9	0.988	1.00
9	118.6	0.992	0.1	118.7	0.992	1.00
10	106.7	0.997	0.2	106.9	0.997	1.00
11	106.7	0.997	0.2	106.9	0.997	1.00
12	118.6	0.992	0.1	118.7	0.992	1.00
13	135.9	0.988	-1.1	134.9	0.988	1.00
14	155.8	0.986	-3.1	152.7	0.985	1.00
15	174.8	0.984	-5.0	169.8	0.983	1.00
16	188.6	0.972	-5.2	183.5	0.971	1.00
17	194.4	0.965	0.9	195.3	0.965	1.00
18	175.9	0.940	14.1	190.1	0.946	0.99
19	167.4	0.836	57.1	224.4	0.887	0.94

ITERACIÓN 2						
CABLES	$T_1$ (ton)	$K_i = E_{eq}/E$	$\Delta_f$ (ton)	$T_2$ (ton)	$K_f = E_{eq}/E$	$K_i/K_f$
2	167.4	0.887	58.2	225.6	0.887	1.00
3	175.9	0.946	13.2	189.1	0.946	1.00
4	194.4	0.965	0.4	194.8	0.965	1.00
5	188.6	0.971	-5.2	183.4	0.971	1.00
6	174.8	0.983	-4.9	169.9	0.983	1.00
7	155.8	0.985	-3.0	152.8	0.985	1.00
8	135.9	0.988	-1.0	134.9	0.988	1.00
9	118.6	0.992	0.1	118.7	0.992	1.00
10	106.7	0.997	0.2	106.9	0.997	1.00
11	106.7	0.997	0.2	106.9	0.997	1.00
12	118.6	0.992	0.1	118.7	0.992	1.00
13	135.9	0.988	-1.0	134.9	0.988	1.00
14	155.8	0.985	-3.0	152.8	0.985	1.00
15	174.8	0.983	-4.9	169.9	0.983	1.00
16	188.6	0.971	-5.2	183.4	0.971	1.00
17	194.4	0.965	0.4	194.8	0.965	1.00

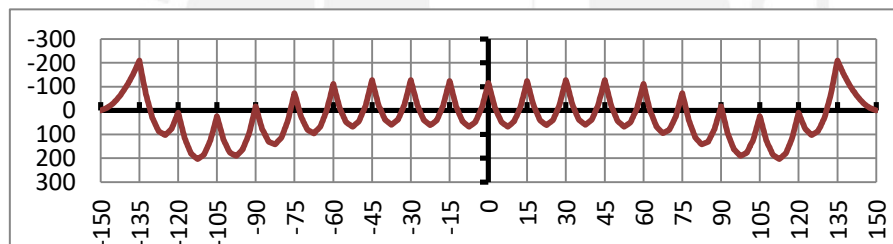
18	175.9	0.946	13.2	189.1	0.946	1.00
19	167.4	0.887	58.2	225.6	0.887	1.00

Finalmente, se muestran los diagramas de fuerzas internas de las vigas de rigidez en la Etapa 29.

- Diagrama de carga axial en la Etapa 29 (t):

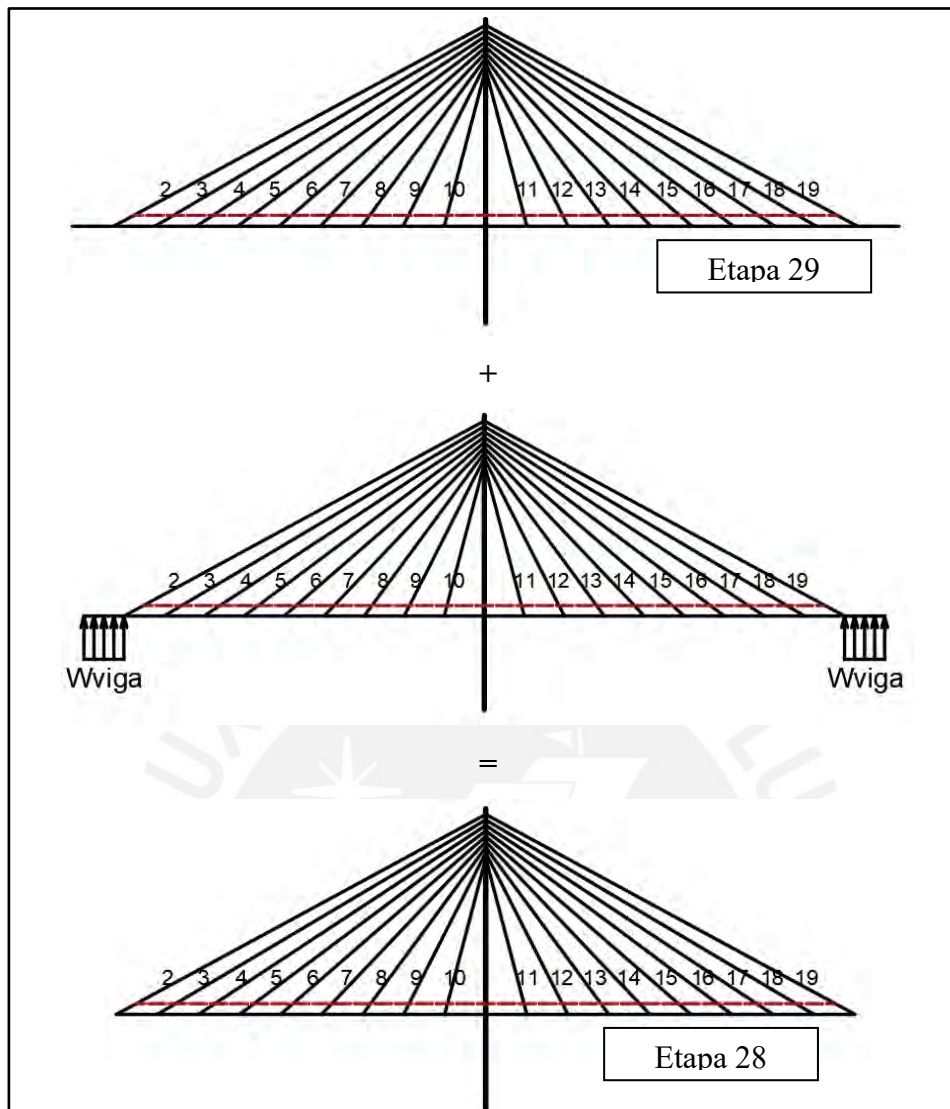


- Diagrama de momento flector en la Etapa 29 (t.m):



### Etapa 28

Para determinar las solicitaciones en la Etapa 28, se aplicarán únicamente los pesos de las vigas metálicas de los tramos extremos pero en sentido contrario (hacia arriba) para simular el retiro de los tramos de viga extremos. Los resultados de dicho análisis se deben superponer con las solicitaciones de la Etapa 29 para determinar las solicitaciones de la Etapa 28. La Figura 6.9.3 muestra este procedimiento de forma esquemática.



**Figura 6.9.3:** Determinación de las solicitaciones en la Etapa 28

Para la determinación de los módulos de elasticidad equivalentes de los cables se realizó el proceso iterativo previamente descrito, considerando como tensiones 1 las tensiones de la Etapa 29 y como tensiones 2 las tensiones de la Etapa 28. La iteración comienza suponiendo los módulos de elasticidad tangentes calculados con las tensiones de la Etapa 29. A continuación se muestran las iteraciones realizadas.

CABLES	ITERACIÓN 1					
	$T_1$ (ton)	$K_i = E_{eq}/E$	$\Delta_f$ (ton)	$T_2$ (ton)	$K_f = E_{eq}/E$	$K_i/K_f$
2	225.6	0.926	-50.7	174.9	0.894	1.04
3	189.1	0.951	-14.3	174.8	0.945	1.01
4	194.8	0.965	-3.0	191.8	0.964	1.00
5	183.4	0.969	2.8	186.2	0.970	1.00
6	169.9	0.983	3.6	173.5	0.983	1.00

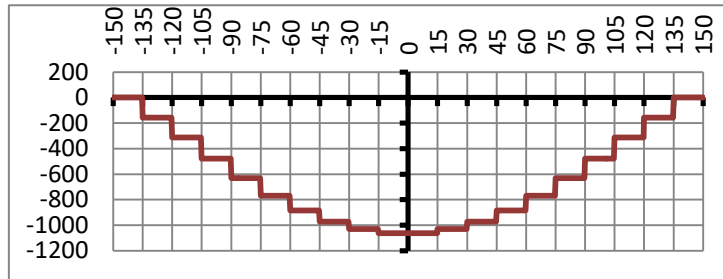
7	152.8	0.985	2.6	155.4	0.985	1.00
8	134.9	0.987	1.0	136.0	0.988	1.00
9	118.7	0.992	0.0	118.7	0.992	1.00
10	106.9	0.997	-0.1	106.9	0.997	1.00
11	106.9	0.997	-0.1	106.9	0.997	1.00
12	118.7	0.992	0.0	118.7	0.992	1.00
13	134.9	0.987	1.0	136.0	0.988	1.00
14	152.8	0.985	2.6	155.4	0.985	1.00
15	169.9	0.983	3.6	173.5	0.983	1.00
16	183.4	0.969	2.8	186.2	0.970	1.00
17	194.8	0.965	-3.0	191.8	0.964	1.00
18	189.1	0.951	-14.3	174.8	0.945	1.01
19	225.6	0.926	-50.7	174.9	0.894	1.04

ITERACIÓN 2						
CABLES	$T_1$ (ton)	$K_i = E_{eq}/E$	$\Delta_f$ (ton)	$T_2$ (ton)	$K_f = E_{eq}/E$	$K_i/K_f$
2	225.6	0.894	-50.1	175.5	0.895	1.00
3	189.1	0.945	-14.7	174.4	0.945	1.00
4	194.8	0.964	-3.3	191.6	0.964	1.00
5	183.4	0.970	2.8	186.2	0.970	1.00
6	169.9	0.983	3.7	173.6	0.983	1.00
7	152.8	0.985	2.6	155.4	0.985	1.00
8	134.9	0.988	1.1	136.0	0.988	1.00
9	118.7	0.992	0.1	118.8	0.992	1.00
10	106.9	0.997	-0.1	106.9	0.997	1.00
11	106.9	0.997	-0.1	106.9	0.997	1.00
12	118.7	0.992	0.1	118.8	0.992	1.00
13	134.9	0.988	1.1	136.0	0.988	1.00
14	152.8	0.985	2.6	155.4	0.985	1.00
15	169.9	0.983	3.7	173.6	0.983	1.00
16	183.4	0.970	2.8	186.2	0.970	1.00
17	194.8	0.964	-3.3	191.6	0.964	1.00
18	189.1	0.945	-14.7	174.4	0.945	1.00
19	225.6	0.894	-50.1	175.5	0.895	1.00

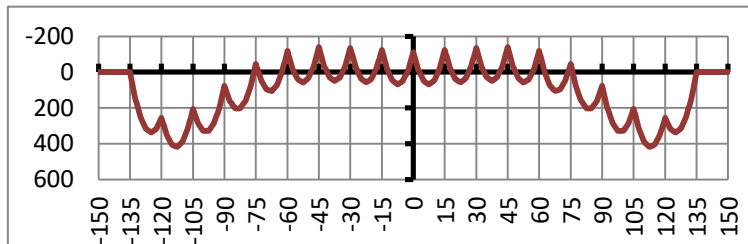
Finalmente, se muestran los diagramas de fuerzas internas de las vigas de rigidez en la Etapa 28.



- Diagrama de carga axial en la Etapa 28 (t):

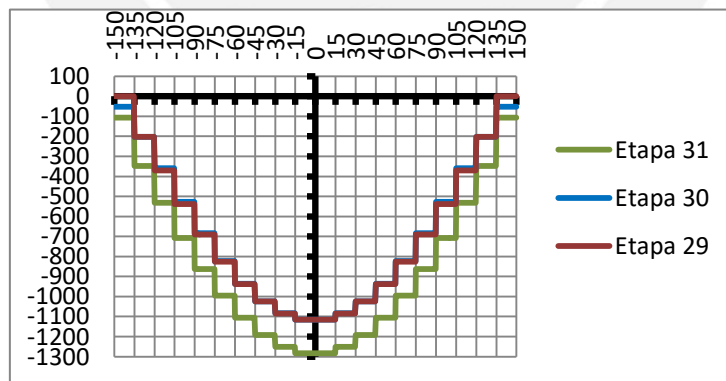


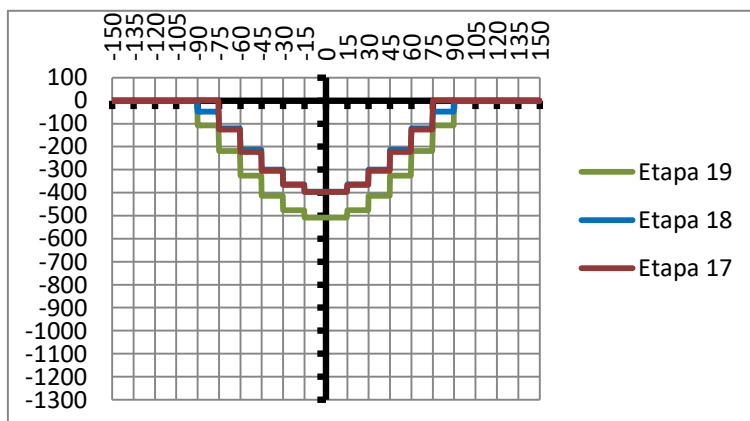
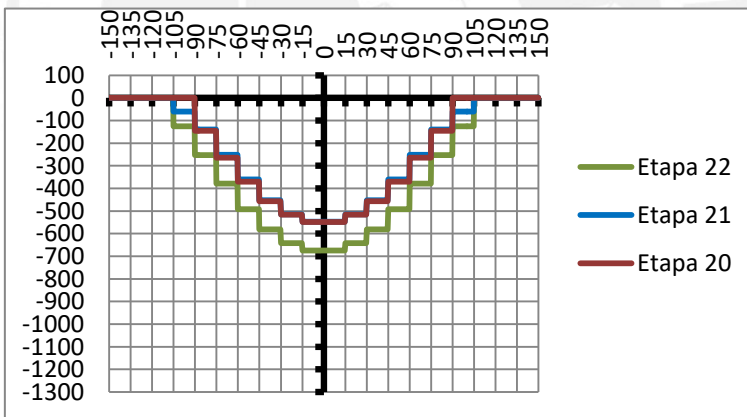
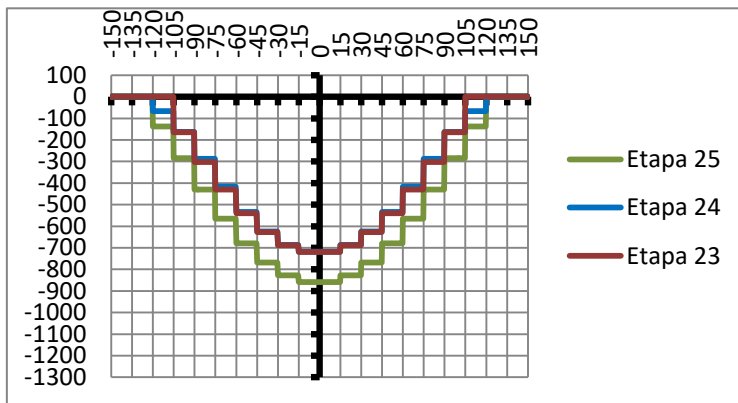
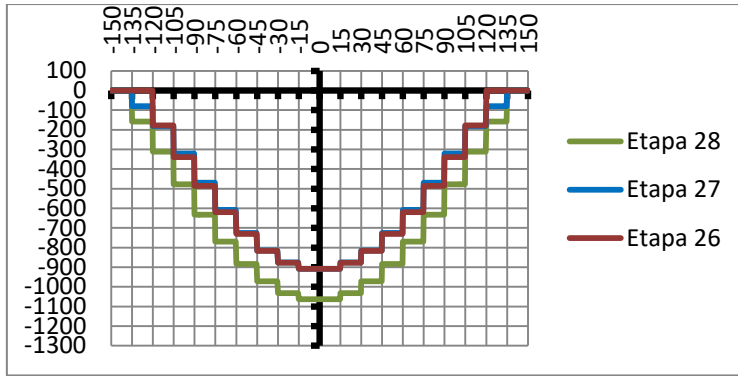
- Diagrama de momento flector en la Etapa 28 (t.m):

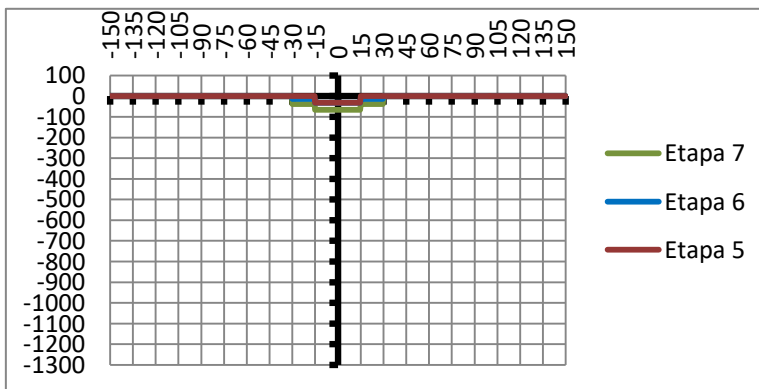
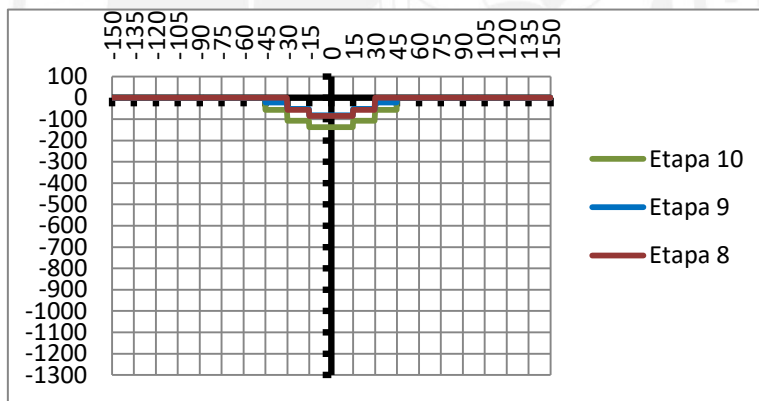
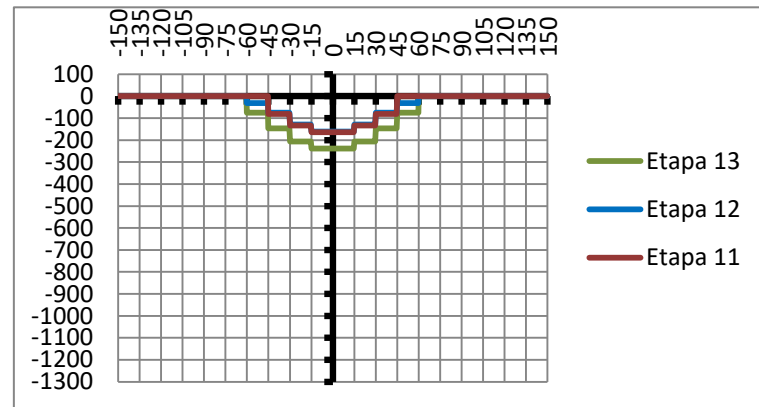
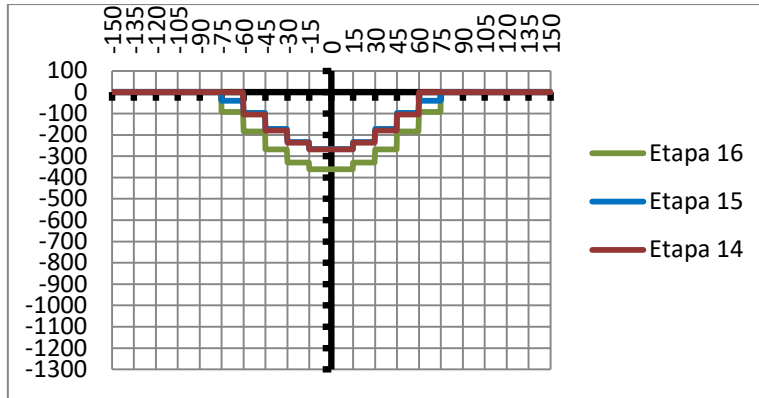


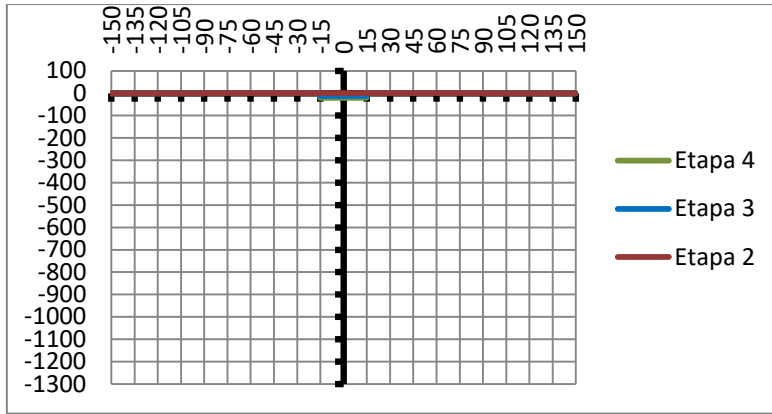
A continuación se muestra un resumen de los diagramas de fuerza axial y de momento flector en las vigas longitudinales para todas las etapas constructivas. Se ha mantenido la misma escala en los ejes horizontal y vertical para que se pueda comparar la magnitud de las sollicitaciones en cada etapa.

- Diagramas de carga axial

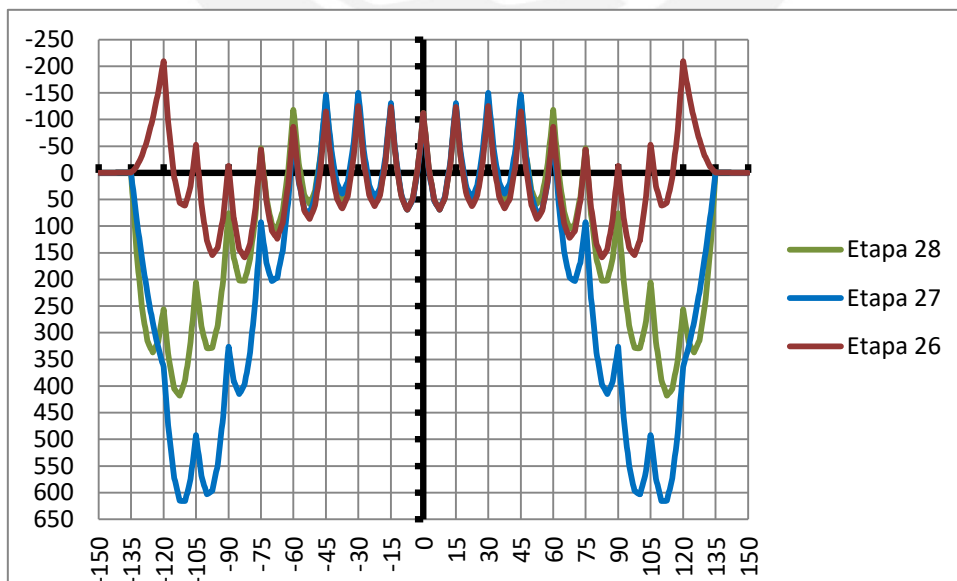
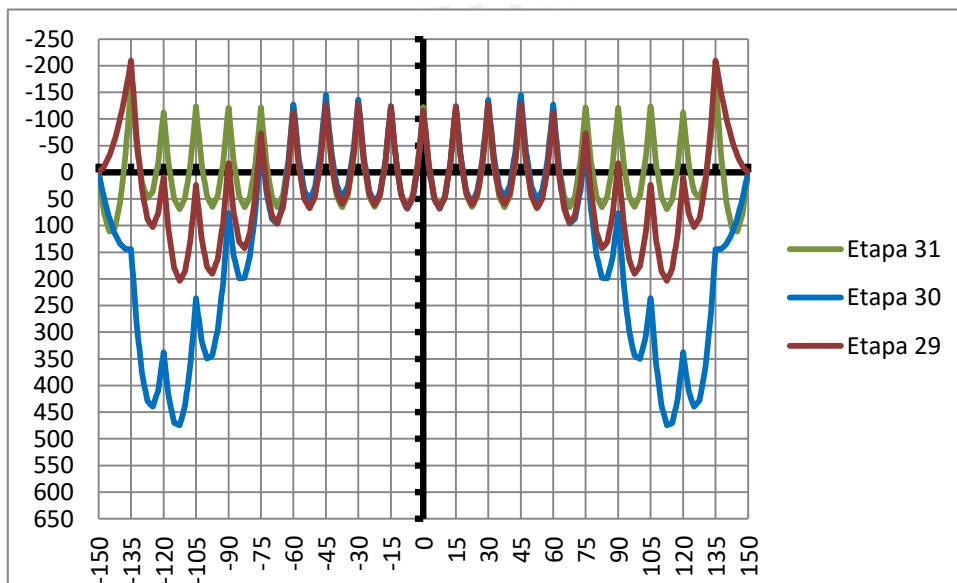


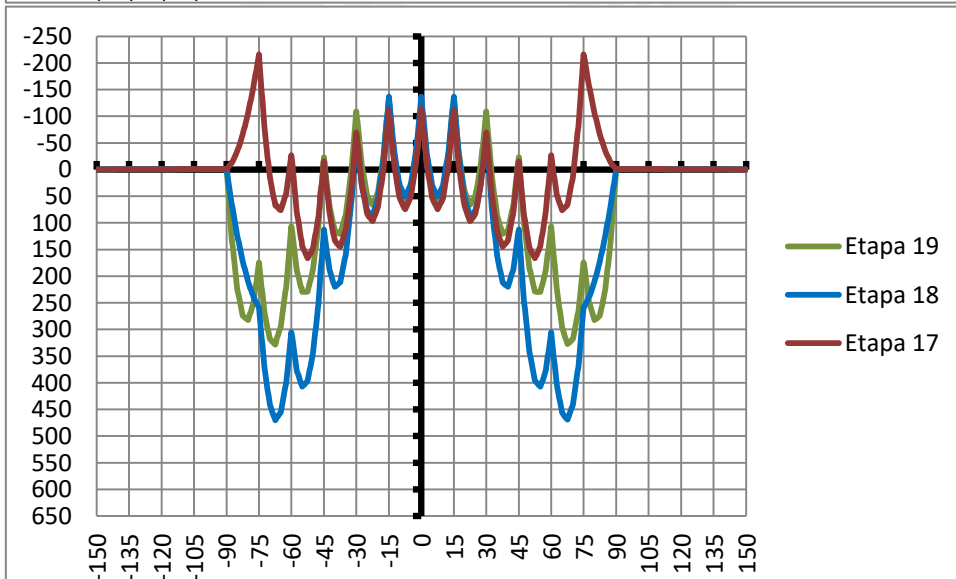
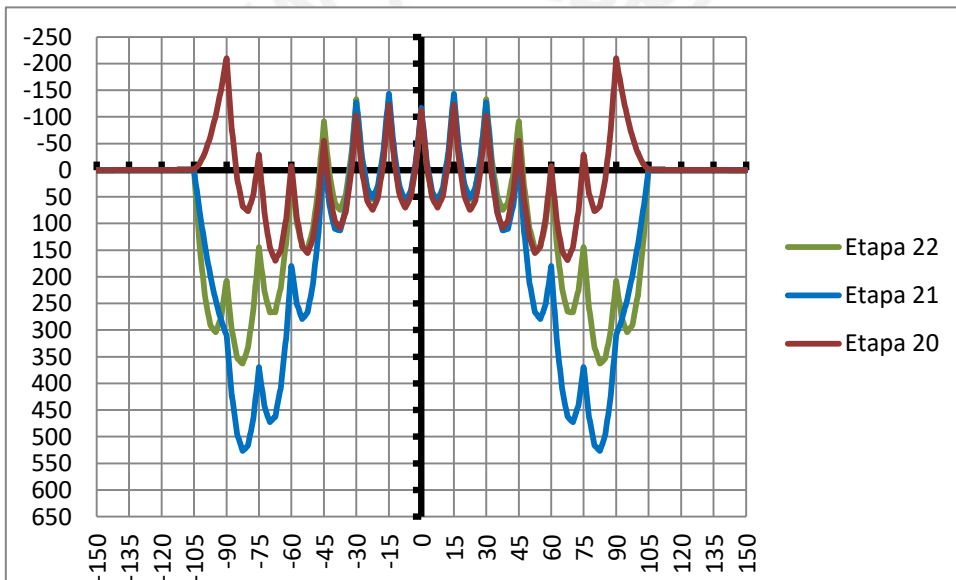
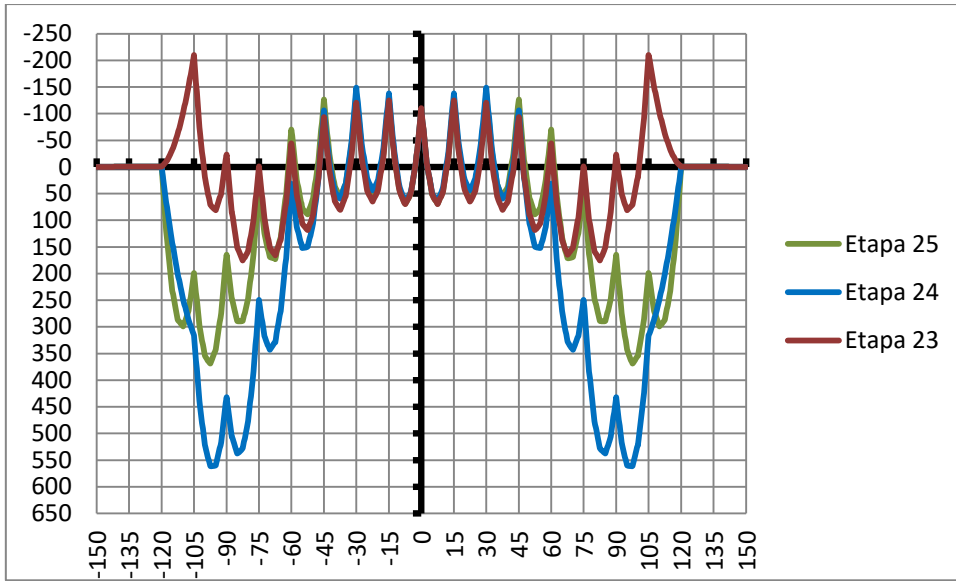


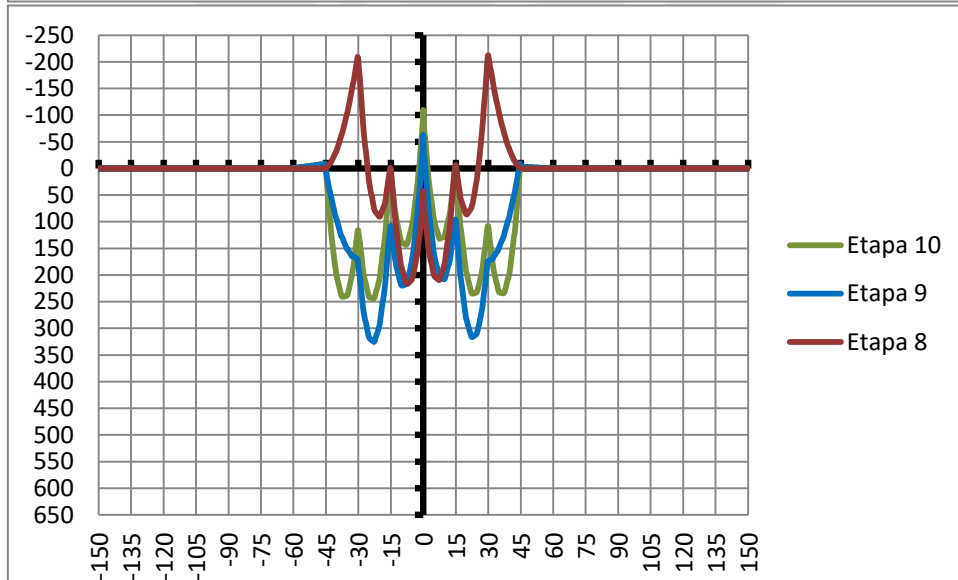
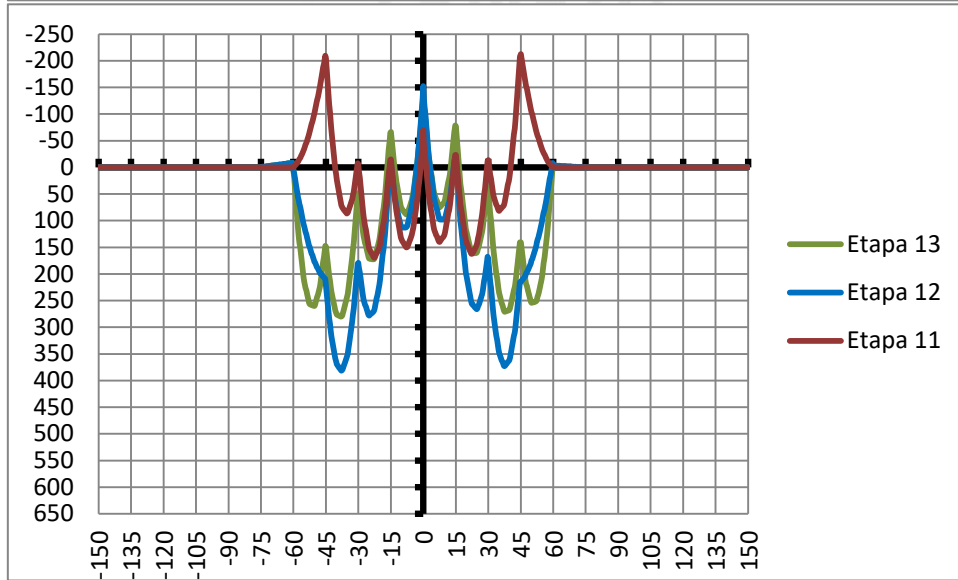
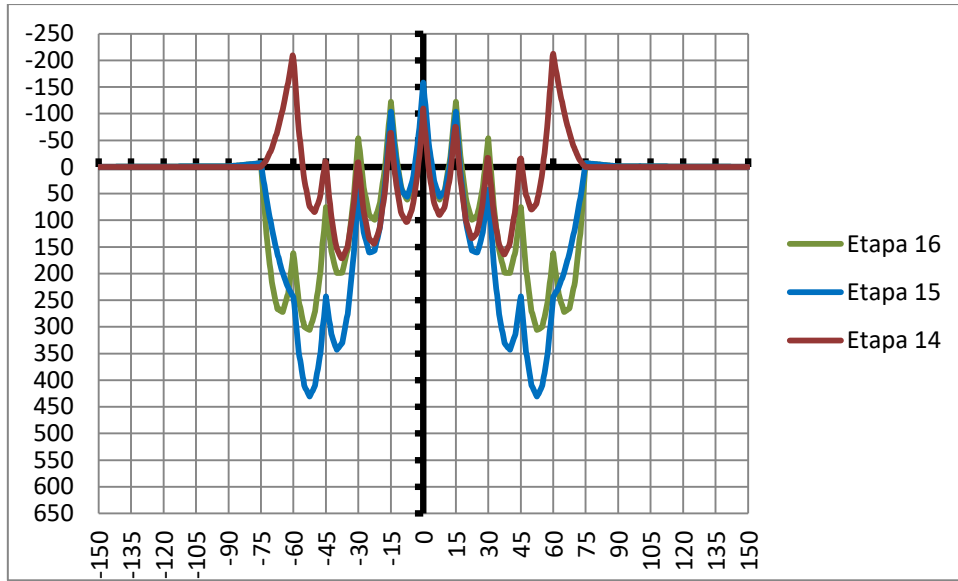


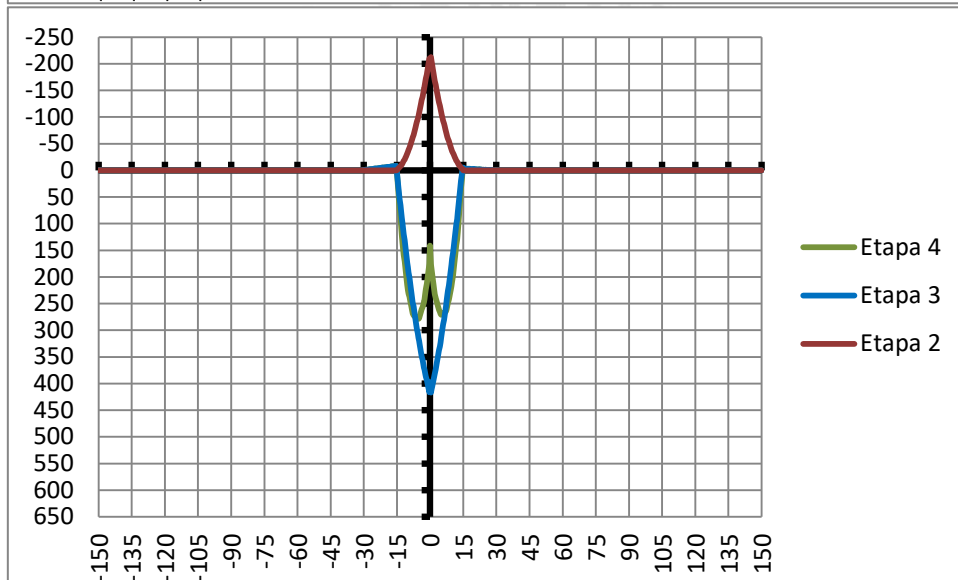
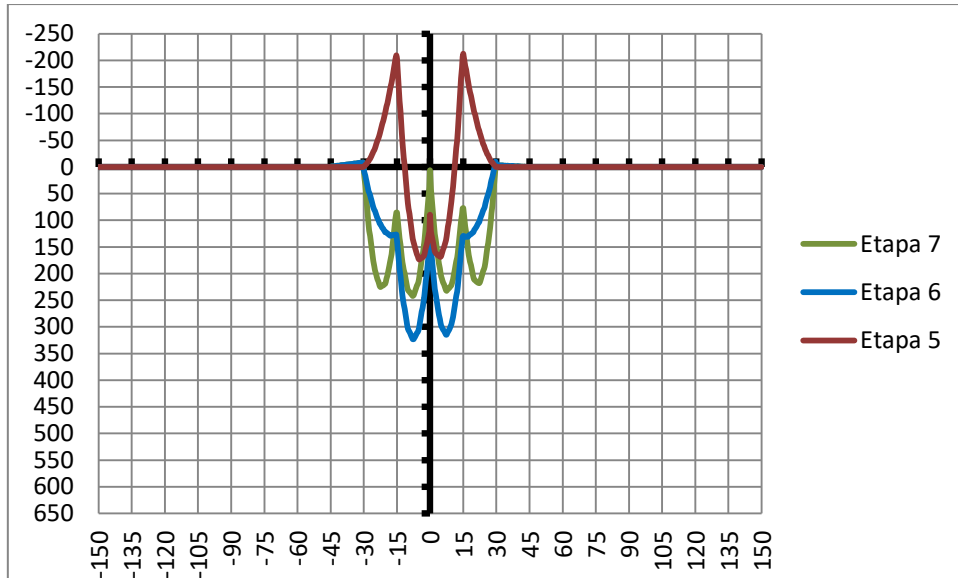


- Diagramas de momento flector:

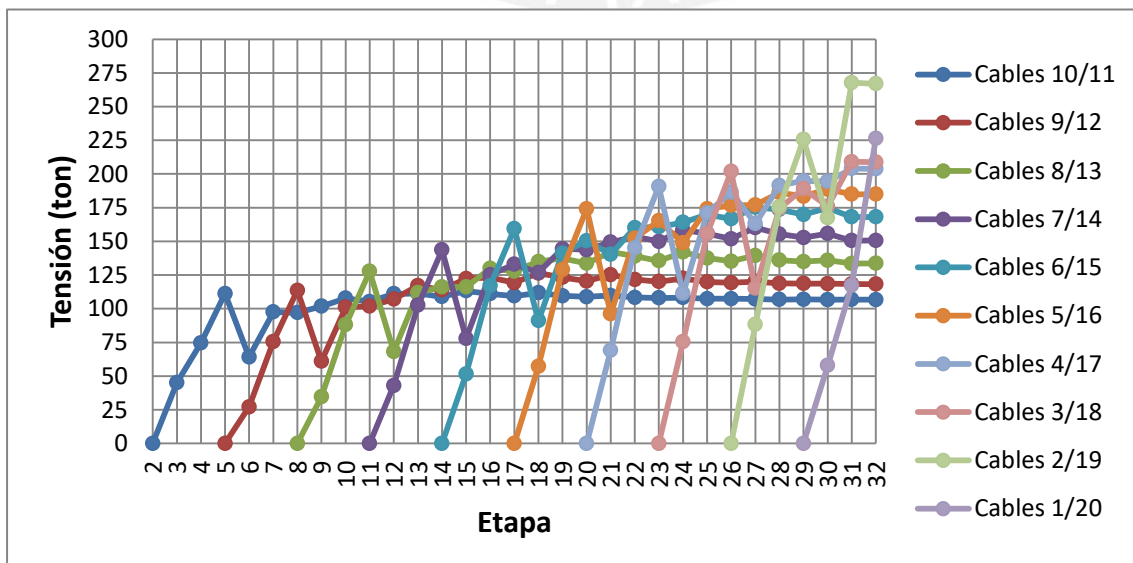




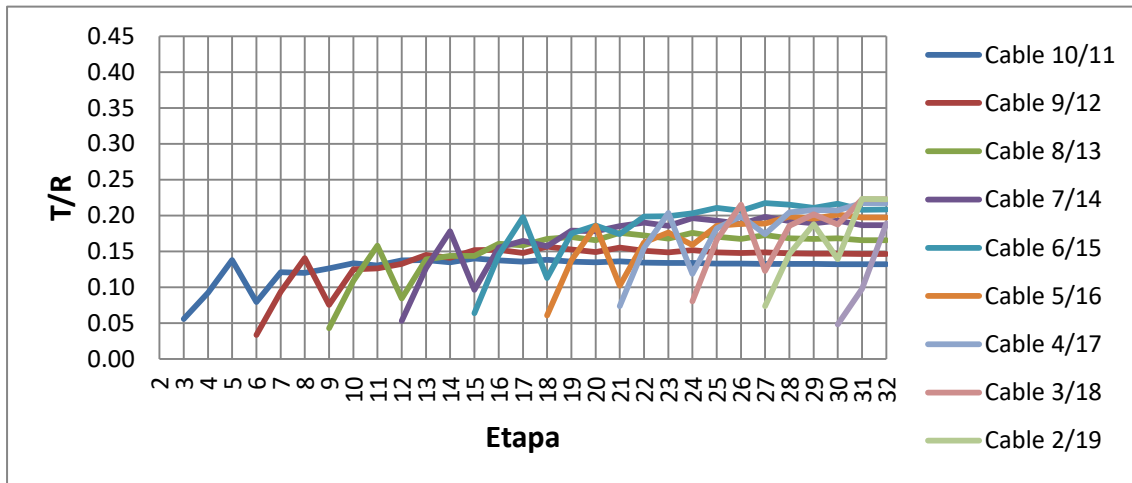




El siguiente gráfico muestra las tensiones en cada cable para cada etapa constructiva:



Finalmente, para las cargas en los cables previamente mostradas, se presentan de forma gráfica los cocientes entre dichas solicitaciones y las resistencias de cada cable. Puede observarse que en todos los casos dichos cociente son apreciablemente menores que la relación de 0.45 recomendada, siendo el mayor valor registrado de 0.22.

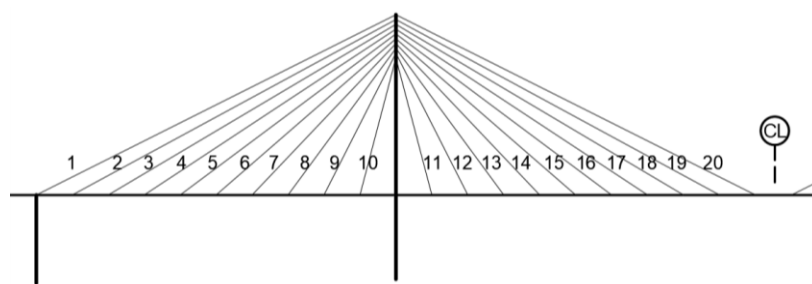


### 6.12. Diseño de los cables

Comercialmente, es común que los cables se ofrezcan como conjuntos de strands (cordones) de 5/8” de diámetro. Esto responde al hecho de que, al aplicar las cargas de tensado durante la instalación de los cables, cada strand se tensa independientemente, por lo tanto no resulta conveniente aumentar el diámetro de los strands a diámetros por encima de 5/8”, sino más bien aumentar el número de strands por cable.

El número de Strands por cada cable es variable y depende de la oferta disponible comercialmente. Los números de strands por cable en este ejemplo fueron elegidos tomando como referencia los cables comerciales de la marca DSI, la cual ofrece cables de 4, 7, 12, 19, 31, 37, 43, 55, 61, 73, 85, 91, 109 y 127 strands de 5/8”.

Después de algunas iteraciones, se eligieron los cables con la distribución mostrada:





CABLE	CABLES ELEGIDOS	RESISTENCIA (100%GUTS), ton
1	55 Strands de 5/8"	1200
2	55 Strands de 5/8"	1200
3	43 Strands de 5/8"	938
4	43 Strands de 5/8"	938
5	43 Strands de 5/8"	938
6	37 Strands de 5/8"	807
7	37 Strands de 5/8"	807
8	37 Strands de 5/8"	807
9	37 Strands de 5/8"	807
10	37 Strands de 5/8"	807
11	37 Strands de 5/8"	807
12	37 Strands de 5/8"	807
13	37 Strands de 5/8"	807
14	37 Strands de 5/8"	807
15	37 Strands de 5/8"	807
16	43 Strands de 5/8"	938
17	43 Strands de 5/8"	938
18	43 Strands de 5/8"	938
19	55 Strands de 5/8"	1200
20	55 Strands de 5/8"	1200

Debe verificarse la resistencia de los cables para cargas en servicio, para cargas últimas y para fatiga.

### 6.12.1. Verificación para cargas en servicio

Debe verificarse que, ante cargas en servicio, los esfuerzos en los cables estén por debajo del 45% de su resistencia a la tracción. A continuación se muestran las solicitaciones por cargas en servicio ( $T_s$ ), la resistencia a la tracción ( $R$ ) y el cociente  $T_s/R$ , el cual cumple con ser menor que 0.45 en todos los casos.

	CABLES ELEGIDOS	RESISTENCIA	COMB: SERVICIO I	
		R (100%GUTS), ton	$T_s = D+D_{sup}+L$ (ton)	$T_s/R$
1	55 Strands de 5/8"	1200	365.6	0.30
2	55 Strands de 5/8"	1200	379.1	0.32
3	43 Strands de 5/8"	938	320.9	0.34
4	43 Strands de 5/8"	938	341.1	0.36

5	43 Strands de 5/8"	938	329.4	0.35
6	37 Strands de 5/8"	807	293.2	0.36
7	37 Strands de 5/8"	807	270.1	0.33
8	37 Strands de 5/8"	807	244.0	0.30
9	37 Strands de 5/8"	807	216.5	0.27
10	37 Strands de 5/8"	807	176.1	0.22
11	37 Strands de 5/8"	807	187.6	0.23
12	37 Strands de 5/8"	807	218.5	0.27
13	37 Strands de 5/8"	807	243.5	0.30
14	37 Strands de 5/8"	807	268.5	0.33
15	37 Strands de 5/8"	807	290.6	0.36
16	43 Strands de 5/8"	938	328.0	0.35
17	43 Strands de 5/8"	938	349.8	0.37
18	43 Strands de 5/8"	938	351.5	0.37
19	55 Strands de 5/8"	1200	431.7	0.36
20	55 Strands de 5/8"	1200	372.3	0.31

### 6.12.2. Verificación para cargas últimas

La combinación de cargas que gobierna para la verificación por cargas últimas es la combinación de Resistencia I. Como factor de resistencia se utiliza un factor de 0.65 de acuerdo a las recomendaciones del PTI. A continuación se muestran las solicitaciones por cargas factoradas ( $T_u$ ), la resistencia nominal a la tracción ( $\phi R_n$ ) y el cociente  $T_u/R_n$ , el cual cumple con ser menor que 1.00 en todos los casos.

	CABLES ELEGIDOS	RESISTENCIA	COMB: RESISTENCIA I		
		R (100%GUTS), ton	$T_u = n_i \gamma_i Q_i$ (t)	$\phi R_n = 0.65R$	$T_u/\phi R_n$
1	55 Strands de 5/8"	1200	487	780	0.62
2	55 Strands de 5/8"	1200	475	780	0.61
3	43 Strands de 5/8"	938	403	610	0.66
4	43 Strands de 5/8"	938	434	610	0.71
5	43 Strands de 5/8"	938	421	610	0.69
6	37 Strands de 5/8"	807	375	525	0.71
7	37 Strands de 5/8"	807	347	525	0.66
8	37 Strands de 5/8"	807	315	525	0.60
9	37 Strands de 5/8"	807	284	525	0.54
10	37 Strands de 5/8"	807	238	525	0.45
11	37 Strands de 5/8"	807	257	525	0.49

12	37 Strands de 5/8"	807	288	525	0.55
13	37 Strands de 5/8"	807	315	525	0.60
14	37 Strands de 5/8"	807	346	525	0.66
15	37 Strands de 5/8"	807	372	525	0.71
16	43 Strands de 5/8"	938	419	610	0.69
17	43 Strands de 5/8"	938	446	610	0.73
18	43 Strands de 5/8"	938	447	610	0.73
19	55 Strands de 5/8"	1200	542	780	0.70
20	55 Strands de 5/8"	1200	466	780	0.60

### 6.12.3. Verificación para fatiga

Se verificó la resistencia a la fatiga considerando vida infinita de los cables. Como se explicó en el acápite “Diseño de los cables”, como solicitaciones se consideran los esfuerzos generados por la combinación de cargas de Fatiga I, en la cual se considera únicamente la carga vehicular con un factor de carga de 1.50.

Como carga vehicular se consideró el camión de diseño por fatiga (con la separación de ejes traseros de 9.00 m) amplificado por un factor de 1.4 de acuerdo con las recomendaciones del PTI. En suma, las solicitaciones generadas por el camión de diseño por fatiga deberán amplificarse por factor igual a  $1.4 \cdot 1.5 = 2.1$ .

La resistencia a la fatiga,  $(\Delta F)_n$ , es igual a la amplitud constante de esfuerzo límite de fatiga,  $(\Delta F)_{TH}$ :

$$(\Delta F)_n = (\Delta F)_{TH} \quad \dots (Ec. 5.4.3.1)$$

De acuerdo a las recomendaciones del PTI, tenemos:

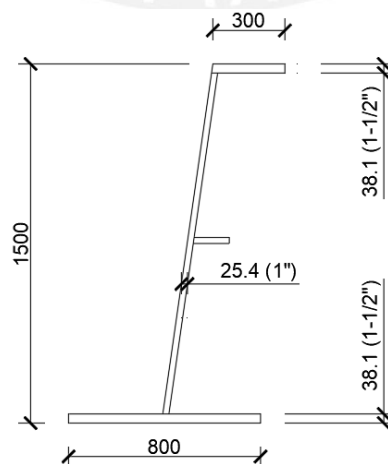
$$(\Delta F)_{TH} = 110 \text{ MPa} = 1121 \text{ kg/cm}^2$$

Para el cálculo de la resistencia de cada cable, se multiplicó su área efectiva por el valor de  $(\Delta F)_{TH}$ . A continuación se muestran las solicitaciones por cargas factoradas ( $T_u$ ), la resistencia nominal a la fatiga ( $\phi R_n$ ) y el cociente  $T_u/R_n$ , el cual cumple con ser menor que 1.00 en todos los casos.

CABLES ELEGIDOS	RESISTENCIA	$A_e$ (mm <sup>2</sup> )	COMB: FATIGA I		
	R (100%GUTS), ton		$T_u = 2.1Q_i$ (t)	$\phi R_n = (\Delta F)_{TH} \cdot A_e$	$T_u/\phi R_n$
55 Strands de 5/8"	1200	8250	24.2	92.5	0.26
55 Strands de 5/8"	1200	8250	21.4	92.5	0.23
43 Strands de 5/8"	938	6450	35.5	72.3	0.49
43 Strands de 5/8"	938	6450	48.2	72.3	0.67
43 Strands de 5/8"	938	6450	53.0	72.3	0.73
37 Strands de 5/8"	807	5550	47.1	62.2	0.76
37 Strands de 5/8"	807	5550	47.0	62.2	0.76
37 Strands de 5/8"	807	5550	46.0	62.2	0.74
37 Strands de 5/8"	807	5550	44.7	62.2	0.72
37 Strands de 5/8"	807	5550	34.3	62.2	0.55
37 Strands de 5/8"	807	5550	34.3	62.2	0.55
37 Strands de 5/8"	807	5550	44.6	62.2	0.72
37 Strands de 5/8"	807	5550	45.9	62.2	0.74
37 Strands de 5/8"	807	5550	46.7	62.2	0.75
37 Strands de 5/8"	807	5550	46.6	62.2	0.75
43 Strands de 5/8"	938	6450	53.1	72.3	0.73
43 Strands de 5/8"	938	6450	51.7	72.3	0.72
43 Strands de 5/8"	938	6450	49.2	72.3	0.68
55 Strands de 5/8"	1200	8250	65.5	92.5	0.71
55 Strands de 5/8"	1200	8250	61.4	92.5	0.66

### 6.13. Diseño de las vigas V1 (Longitudinales)

#### 6.13.1. Sección V1



### 6.13.2. Ecuaciones de interacción

Las vigas V1 estarán sometidas a flexiones y cargas axiales debido a la componente horizontal de los cables, por lo cual se deberá verificar su resistencia a la flexo-compresión. La AASTHO especifica que, tanto para secciones compuestas como no compuestas pueden utilizarse las ecuaciones lineales presentadas por la AISC:

Si  $\frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2$ , entonces:

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Si  $\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2$ , entonces:

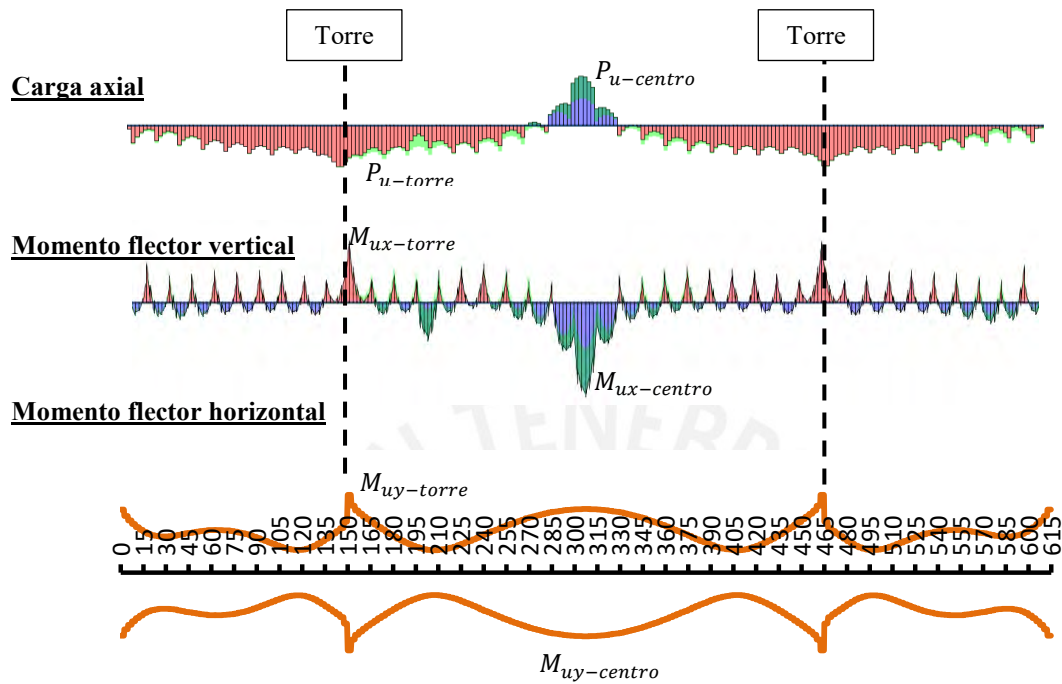
$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8.0}{9.0} \left( \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Sin embargo, como lo indica la AASHTO, estas ecuaciones que involucran ratios de momentos con exponentes de 1.0 resultan conservadoras para las secciones compuestas. Por lo tanto, la AASHTO permite también obtener resultados más exactos mediante curvas de interacción, para tomar en cuenta la compatibilidad de deformaciones en la sección compuesta. Si se generan curvas de interacción para secciones compuestas, la AISC indica que se deben utilizar los factores de resistencia de  $\phi_c = 0.75$  para la compresión y de  $\phi_b = 0.90$  para la flexión a lo largo de toda la curva. En este caso, la AASHTO no presenta de forma explícita los factores de resistencia que se deben tomar en cuenta para generar la curva de interacción. Conservadoramente, se utilizarán las ecuaciones de interacción lineales de la AISC.

### 6.13.3. Verificación de resistencia

La Tabla 6.13-1 muestra los ratios obtenidos de las ecuaciones de interacción lineales en el tablero. Para el caso de las cargas vehiculares, las máximas solicitaciones por flexión y carga axial no necesariamente coinciden ya que dependen de la posición del camión de diseño, sin embargo conservadoramente se ha asumido que son coincidentes. Cabe resaltar que las ecuaciones lineales utilizadas son conservadoras y la norma permite reemplazarlas por diagramas de interacción, sin embargo, como se observa en la Tabla 6.13-1 utilizando las ecuaciones lineales todos los ratios resultan menores que 1.0. Las solicitaciones se obtuvieron

reduciendo las fuerzas y momentos de las vigas y losas al centroide de la sección transformada.

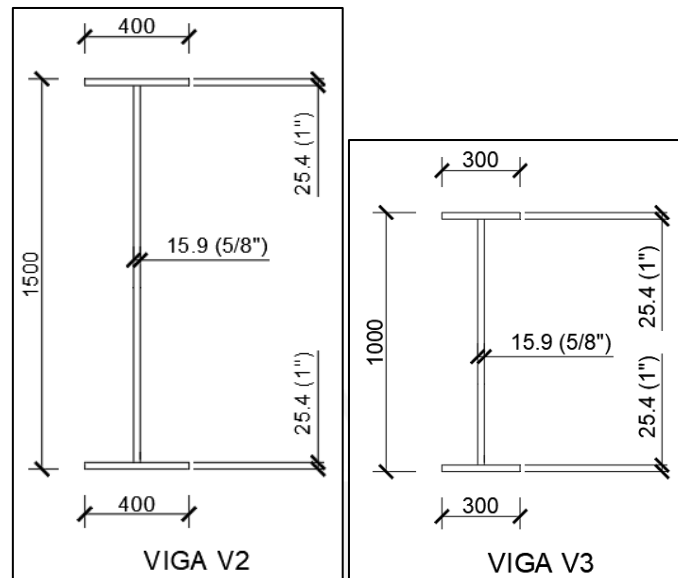


VIGAS UBICADAS SOBRE LA TORRE				
ESTADO LÍMITE	$P_{u-torre}$	$M_{ux-torre}$	$M_{uy-torre}$	RATIO DE RESISTENCIA
RESISTENCIA I	-2770	-846	0	0.92
RESISTENCIA III	-1917	-252	3979	0.47
RESISTENCIA V	-2144	-655	2547	0.75
EVENTO EXTREMO I (DIRECCIÓN X)	-1570	-740	12449	0.87
EVENTO EXTREMO I (DIRECCIÓN Y)	-471	-222	41497	0.80

VIGAS UBICADAS AL CENTRO DEL TRAMO CENTRAL				
ESTADO LÍMITE	$T_{u-centro}$	$M_{ux+centro}$	$M_{uy-centro}$	RATIO DE RESISTENCIA
RESISTENCIA I	286	1829	0	0.72
RESISTENCIA III	62	379	3253	0.20
RESISTENCIA V	221	1415	2082	0.59
EVENTO EXTREMO I (DIRECCIÓN X)	118	874	10178	0.49
EVENTO EXTREMO I (DIRECCIÓN Y)	35	262	33927	0.59

## 6.14. Diseño de las vigas V2 y V3

### 6.14.1. Secciones V2 y V3



La distribución de cargas de gravedad entre las vigas V2 y V3 es distinta para cargas muertas y vehiculares. En el caso de las cargas muertas (peso propio más losa de concreto) cada viga toma el peso correspondiente a su ancho tributario ya que antes de que el concreto vaciado en sitio de las juntas entre paneles prefabricados fragüe cada viga se deforma independientemente. En cambio, para las cargas muertas superimpuestas (veredas y barandas) y para las cargas vehiculares la rigidez relativa de las vigas determina la distribución de las cargas.

### 6.14.2. Solicitaciones por carga muerta

Cargas distribuidas por metro lineal:

$$w_{pp\_V2} = \gamma_{acero} \cdot A_{V2} = 0.34 \text{ t/m}$$

$$w_{pp\_V3} = \gamma_{acero} \cdot A_{V3} = 0.24 \text{ t/m}$$

$$w_{losa} = \gamma_{concreto} \cdot 0.20 \cdot 2.5 = 1.20 \text{ t/m}$$

Con ello se calculan los momentos actuantes por carga muerta durante el proceso constructivo:

$$M_{m-V2} = 88.1 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{m-V3} = 82.3 \text{ t} \cdot \text{m}$$

### 6.14.3. Solicitaciones por carga muerta superimpuesta y carga vehicular

Para obtener las solicitaciones debido a las cargas vehiculares y muertas superimpuestas (veredas, asfalto) que son tomadas por cada viga transversal, necesitamos modelar una porción representativa del tablero que pueda representar correctamente las condiciones de contorno, el aporte del concreto a la rigidez de las vigas, y la repartición de las cargas provenientes de las ruedas entre las vigas.

#### Modelado en SAP2000

En el programa SAP2000 se modeló una porción de tablero que consta de 3 paños de 15.00 m, como se muestra en la Figura 6.14.3-1. Las consideraciones principales en el modelado fueron:

- En los puntos de anclaje de los cables con V1 se colocaron apoyos fijos.
- Tanto las losas como las vigas se discretizaron para representar correctamente la rigidez de la losa de concreto. Los puntos de discretización de las losas y vigas son coincidentes para compatibilizar las deformaciones.
- Se desplazó hacia abajo el eje centroidal de las vigas de acero para que en el cálculo de la rigidez se tome en cuenta la distancia real entre el centroide de las secciones de acero y el centroide de la losa de concreto (Ver Figura 6.14.3-2).

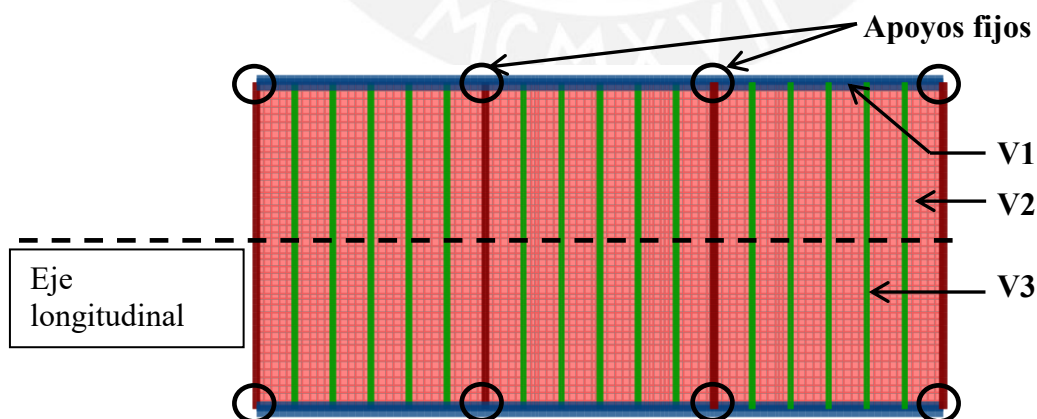
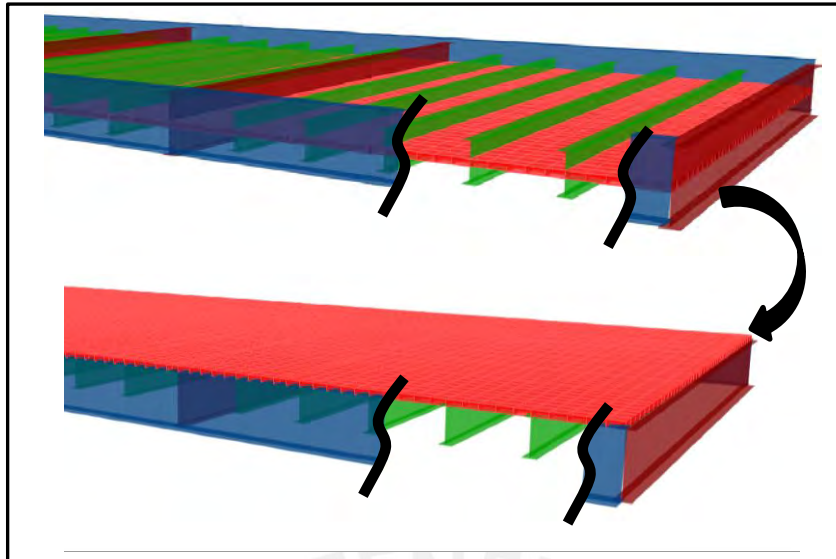


Figura 6.14.3-1: Vista en planta del modelo SAP2000 para el análisis de V2 y V3.



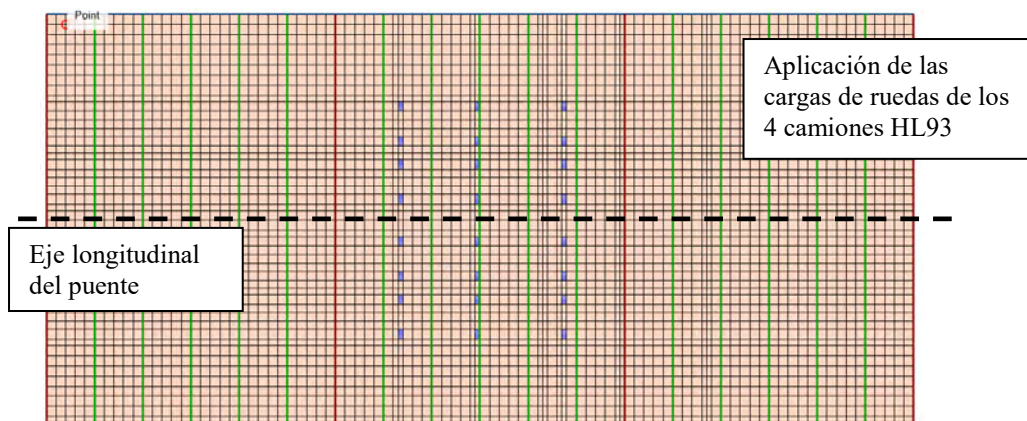


**Figura 6.14.3-2:** Desplazamiento del eje centroidal de las vigas.

Aplicación de carga muerta superimpuesta y carga vehicular

La carga muerta superimpuesta consta del peso de las veredas, barandas y asfalto. Se consideró un espesor de veredas de 20 cm y un espesor de asfalto de 5cm. Para el caso de la sobrecarga vehicular, se consideraron las 4 vías cargadas con el camión HL93 más la carga distribuida.

Transversalmente, los camiones se posicionaron lo más cerca posible al centro de la sección del puente para generar los máximos momentos positivos, como se muestra en la Figura 6.14.3-3. Longitudinalmente, las ruedas se ubicaron en dos posiciones, una para producir las mayores sollicitaciones en V2 y otra para producir las máximas sollicitaciones en V3. Como área de contacto de la rueda se consideró un rectángulo de 25x50 cm como lo especifica la AASHTO.



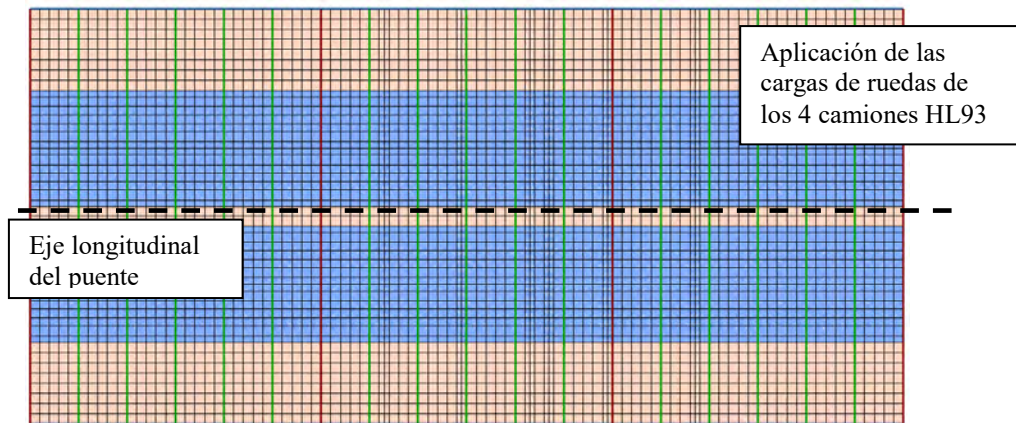


Figura 6.14.3-3: Aplicación de las cargas vehiculares.

Con ello se calculan los momentos actuantes y deflexiones por carga muerta superimpuesta y viva:

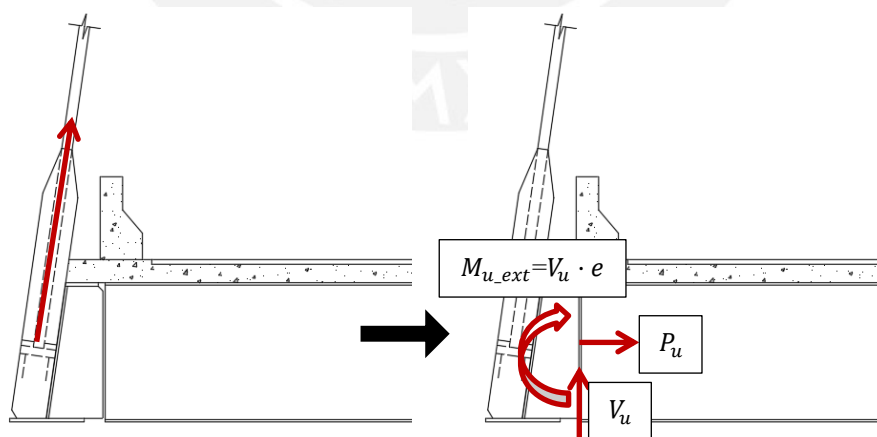
$$M_{m-sup\_V2} = 38.7 t \cdot m$$

$$M_{m-sup\_V3} = 15.4 t \cdot m$$

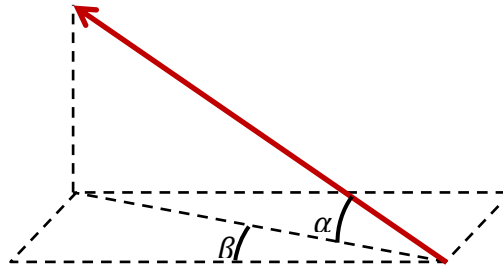
$$M_{v\_V2} = 281.4 t \cdot m$$

$$M_{v\_V3} = 117.1 t \cdot m$$

Para el caso de las vigas V2, se verifica su resistencia por flexión debido a las cargas de gravedad actuando en simultáneo con las fuerzas de compresión provenientes de la componente horizontal de los cables y los momentos flectores impuestos a los extremos debido a la excentricidad de la tensión de los cables con respecto al centroide de V1.



A partir de la geometría de los cables y de sus fuerzas de tensión, pueden calcularse los valores de  $P_u$  y  $M_{u\_ext}$  para la combinación de cargas de Resistencia I:



	CABLE	Tensión Cable (ton)	$\alpha$ (rad)	$\beta$ (rad)	Pu (t)	Mu_ext (t-m)
1	55 Strands de 5/8"	487	0.46	0.07	31.0	43.5
2	55 Strands de 5/8"	475	0.51	0.08	32.8	46.0
3	43 Strands de 5/8"	403	0.56	0.09	30.4	42.6
4	43 Strands de 5/8"	434	0.62	0.10	35.9	50.3
5	43 Strands de 5/8"	421	0.69	0.12	38.2	53.6
6	37 Strands de 5/8"	375	0.78	0.14	37.6	52.8
7	37 Strands de 5/8"	347	0.89	0.18	<b>38.4</b>	<b>53.8</b>
8	37 Strands de 5/8"	315	1.02	0.23	38.3	53.7
9	37 Strands de 5/8"	284	1.17	0.34	37.4	52.4
10	37 Strands de 5/8"	238	1.33	0.62	32.9	46.1
11	37 Strands de 5/8"	257	1.33	0.62	35.6	50.0
12	37 Strands de 5/8"	288	1.17	0.34	37.8	53.0
13	37 Strands de 5/8"	315	1.02	0.23	38.3	53.7
14	37 Strands de 5/8"	346	0.89	0.18	38.3	53.6
15	37 Strands de 5/8"	372	0.78	0.14	37.4	52.4
16	43 Strands de 5/8"	419	0.69	0.12	38.1	53.4
17	43 Strands de 5/8"	446	0.62	0.10	36.9	51.7
18	43 Strands de 5/8"	447	0.56	0.09	33.7	47.2
19	55 Strands de 5/8"	542	0.51	0.08	37.5	52.5
20	55 Strands de 5/8"	466	0.46	0.07	29.7	41.6

#### 6.14.4. Verificación de la resistencia

Las solicitaciones para el estado límite de Resistencia I son:

- Para V2:

$$M_u = 1.25 (M_{m-v2} + M_{m_{sup-v2}}) + 1.75M_{v-v2} + M_{u\_ext} = 704.8 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$P_u = 53.8 \text{ t}$$

- Para V3:

$$M_u = 1.25 (M_{m-V3} + M_{m_{sup-V3}}) + 1.75M_{v-V3} = 327.1$$

Se verifica que los ratios de resistencia sean menores que 1.0:

	Mu (t.m)	$\phi M_n$ (t.m)	Mu/ $\phi M_n$	Pu (t)	$\phi P_n$ (t)	Pu/ $\phi P_n$	RATIO
V2	704.8	1287	0.55	38.4	2705	0.014	0.56
V3	327.1	607	0.54	NA	NA	0	0.54

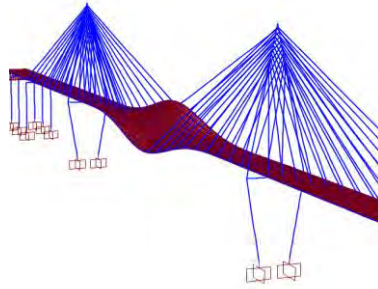
### 6.15. Estabilidad aerodinámica del tablero

La estabilidad aerodinámica del tablero debe evaluarse mediante ensayos en túneles de viento, sin embargo, podemos realizar una primera estimación de la velocidad crítica de aleteo (flutter) a partir de la ecuación de Selberg, que deberá ser corroborada luego mediante ensayos de túneles viento. Es importante tener una estimación de la velocidad crítica de aleteo por dos motivos: En primer lugar, el fenómeno de aleteo es por lo general el más crítico en un puente, ya que es de carácter catastrófico y se presenta a velocidades de viento menores que las correspondientes a la divergencia torsional. En segundo lugar, es importante tener una primera estimación de esta velocidad crítica antes de realizar los ensayos en túneles de viento, para tener una idea de si la estructura se va a comportar adecuadamente o si se necesita modificar su diseño estructural para aumentar su rigidez flexional y torsional.

Debemos recordar que el aleteo se produce cuando, debido a las presiones aerodinámicas, la rigidez torsional se reduce a un valor tal que las frecuencias flexional y torsional coinciden. Por ello, en primer lugar se debe verificar que la relación entre la frecuencia torsional y flexional sea mayor o igual que 2, para asegurar que ambas frecuencias estén lo suficientemente alejadas:



$$f_T = 0.944 \text{ Hz}$$



$$\frac{f_T}{f_V} = 2.67 > 2 \Rightarrow OK$$

Luego, utilizando la ecuación de Selberg:

$$V_{cr} = \eta \cdot 2\pi \cdot b \cdot f_B \cdot \left[ 1 + \left( \frac{f_T}{f_B} - 0.5 \right) \cdot \sqrt{\frac{0.72 \cdot m \cdot r}{\pi \cdot \rho \cdot b^3}} \right]$$

Donde:

$\eta$  = Factor de reducción para secciones que no son placas delgadas

$b$  = Ancho del tablero

$f_B$  = Primera frecuencia a la flexión

$f_T$  = Primera frecuencia a la torsión

$m$  = Masa de la viga por unidad de longitud

$$r = \sqrt{\frac{I_x + I_y}{A}}$$

$\rho$  = Densidad del aire, igual a  $1.25 \text{ kg/m}^3$ .

b (m)	21.4
ft (1/s)	0.944
u (t/m)	12.13
I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	0.4569
I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	49.79
A (m <sup>2</sup> )	0.8314
r (m)	7.77
$\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	0.00125
m (t/m)	12.13
n	0.4

$$V_{cr} = 70.21 \frac{m}{s} = 252.8 \frac{km}{h} > 1.2V_{DZ}$$

## 6.16. Estabilidad aerodinámica de los cables

Para garantizar la estabilidad aerodinámica de los cables se tomarán 2 medidas de mitigación:

- Especificar cables con superficies tratadas para minimizar las vibraciones de viento/lluvia. Los cables comerciales, como por ejemplo aquellos de las marcas Freyssinet o DSI, por lo general están compuestos por strands de 5/8" agrupados dentro de tubos con superficies con resaltes en espiral, como se observa en la Figura 5.3.6-2.
- Incluir amortiguadores posicionados en el extremo inferior de los cables, para que estos tengan un número de Scruton adecuado.

Para garantizar la estabilidad aerodinámica de los cables ante vibraciones de viento/lluvia, la FHWA recomienda que el número de Scruton sea mayor que 10 para arreglos regulares o mayor que 5 para superficies tratadas. En ambos casos debe garantizarse el número de Scruton mínimo para los 3 primeros modos de vibración del cable. A pesar de que los cables comerciales tienen superficies tratadas, conservadoramente se considerará un número de Scruton mínimo de 10 para el cálculo del coeficiente de amortiguamiento de los amortiguadores:

$$S_c = \frac{m\xi}{\rho D^2} \geq 10$$

Donde:

$m$  = Masa del cable por unidad de longitud

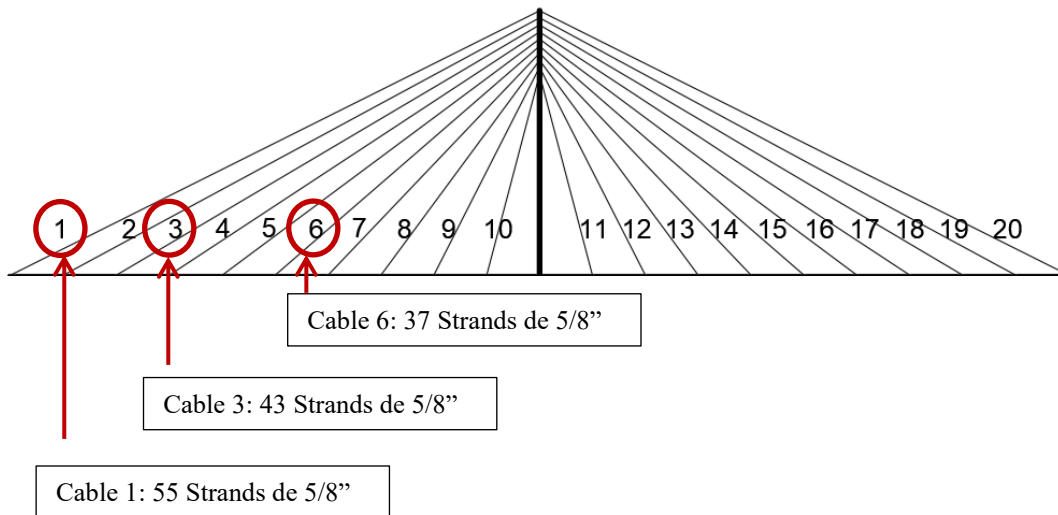
$\xi$  = Razón de amortiguamiento del cable

$\rho$  = Densidad del aire. Puede tomarse como 1.25 kg/m<sup>3</sup>.

$D$  = Diámetro del cable

Dado que el puente cuenta con 3 tipos de cables de distinto diámetro y masa por unidad de longitud, se realizará el análisis para los 3 tipos de cables, tomando el cable de mayor longitud por cada tipo:

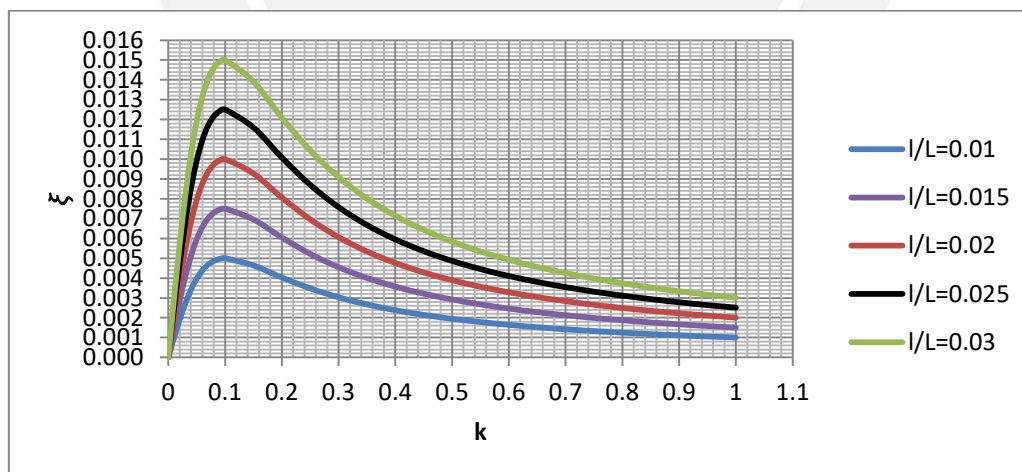




Primero, calculamos la razón de amortiguamiento necesaria en cada cable para llegar a un número de Scruton de 10:

CABLE	m (kg/m)	D (m)	$\xi$ (para $Sc=10$ )
1	75.9	0.2	0.0066
3	60.2	0.18	0.0067
6	51.6	0.18	0.0078

Luego se obtiene el valor  $k$  correspondiente al valor de  $\xi$  obtenido. Para ello, utilizaremos las gráficas mostradas de  $\xi$  vs  $k$  mostradas en el acápite 5.3.6.2:



De las gráficas, podemos observar que si escogemos una posición relativa del amortiguador  $l/L$  de 0.01, no es posible llegar a los valores de amortiguamiento requeridos. Por otro lado, si escogemos un valor de  $l/L$  de 0.015, los valores de amortiguamiento requeridos están cercanos a los valores máximos que se pueden obtener, por lo cual los amortiguamientos para

los siguientes modos de vibración serán menores que los requeridos, y por lo tanto no tendrán el número de Scruton mínimo de 10.

Se elige un valor de  $l/L$  de 0.025, con el cual se calculan los valores de  $k$  y de  $c$  para el primer modo de vibración. Los valores de  $k$  se obtienen de las gráficas de  $k$  vs  $\xi$ , las cuales fueron graficadas con la expresión:

$$\frac{\xi_i}{l/L} \cong \frac{\pi^2 k}{(\pi^2 k)^2 + 1} \quad \dots (Ec. 5.3.6 - 1)$$

Una vez obtenido el valor de  $k$ , se calcula el valor de  $c$  mediante la expresión:

$$k = \frac{c}{mLw_{o1}} i \frac{l}{L} \quad \dots (Ec. 5.3.6 - 2)$$

Para obtener el valor de  $w_{o1}$  se utiliza la expresión obtenida de la ecuación de movimiento para cuerdas tensadas presentada por la FHWA:

$$w_n = \sqrt{\frac{H}{m} \cdot \frac{n \cdot \pi}{L}}$$

Donde:

$H$  = Tensión del cable

$m$  = Masa por unidad de longitud

$n$  = Número del modo

$L$  = Longitud del cable

Alternativamente, las frecuencias pueden obtenerse modelando el cable en el programa SAP2000. A continuación se muestran las frecuencias obtenidas para el primer modo de vibración. Puede verificarse que las frecuencias obtenidas de las ecuaciones de movimiento son iguales que las obtenidas con el programa SAP2000:

CABLE	H(t)	m (ts2/m2)	L (m)	w <sub>o1</sub>	
				teorico	SAP2000
1	248.8	0.00774	167.71	3.359	3.359
3	239.6	0.00614	141.51	4.387	4.386
6	199	0.00526	106.07	5.761	5.760

Finalmente, los valores de  $k$  y  $c$  para cada tipo de cable considerado son:

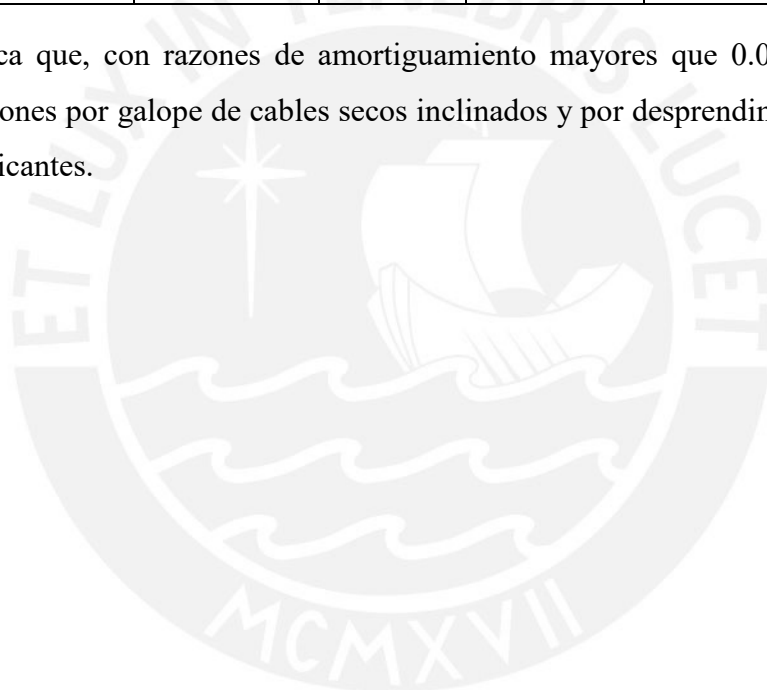


CABLE	$\xi$ (para $Sc=10$ )	k (Modo 1)	c (t.s/m)
1	0.0066	0.023	3.41
3	0.0067	0.024	3.05
6	0.0078	0.029	3.07

Con los valores de c obtenidos, se calculan los valores de k,  $\xi$ , y el número de Scruton ( $Sc$ ), el cual resulta ser siempre mayor que 10:

CABLE	Modo 2			Modo 3		
	k	$\xi$	$Sc$	k	$\xi$	$Sc$
1	0.047	0.011	17.4	0.070	0.014	21.3
3	0.048	0.012	17.3	0.072	0.014	21.1
6	0.057	0.013	16.4	0.086	0.015	18.9

La FHWA indica que, con razones de amortiguamiento mayores que 0.003 (el cual es el caso) las vibraciones por galope de cables secos inclinados y por desprendimiento de vórtices resultan insignificantes.



## 7. BIBLIOGRAFÍA

- American Association of State Highway and Transportation Officials (2017). *AASHTO LRFD bridge design specifications*. Washington, D.C: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- American Society of Civil Engineers (1992). *Guidelines for the Design of Cable-Stayed Bridges*. Nueva York: American Society of Civil Engineers.
- American Society of Civil Engineers (2017). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Aviram, A., Mackie, K. R., & Stojadinovic, B. (2008). *Guidelines for nonlinear analysis of bridge structures in California, Report PEER*. Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- Bertagnoli, G., La Mazza, D., & Mancini, G. Rain-wind induced vibrations in stay cables: a parametric study. *16th European Bridge Conference*. Edimburgo, Escocia.
- Cámara, A. (2011). *Seismic Behaviour of Cable-Stayed Bridges: Design, Analysis and Seismic Devices* (Tesis Doctoral). Universidad Politécnica de Madrid, Madrid.
- Chatterjee, S. (2003). *The Design of Modern Steel Bridges*. Blackwell Science
- Chen, W. y Duan, L. (Ed). (2000). *Bridge Engineering Handbook*. CRC Press LLC.
- Chen, S., Aref, A., Chiewanichakorn, M. y Ahn, I. (2007). Proposed Effective Width Criteria for Composite Bridge Girders. *Journal Of Bridge Engineering ASCE*, 12 (3) 325-338
- Chopra, A. (2012). *Dynamics Of Structures, Theory And Applications To Earthquake Engineering*. New Jersey: Prentice Hall
- Collings, D (2013). *Steel-Concrete Composite Bridges*. Londres: ICE Publishing.
- Diana, G., Rocchi, D., Argentini, T., & Muggiasca, S. (2010). Aerodynamic instability of a bridge deck section model: Linear and nonlinear approach to force modeling. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 98(6-7), 363-374.

DSI (2016): *DYWIDAG Multistrand Stay Cable Systems*. Brochure de la compañía.

European Standard: EN1998-2 (2011). *Eurocode 8 – Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 2: Bridges*. Bruselas: European Committee for Standardization.

Kumarasena, S., Jones, N. P., Irwin, P., & Taylor, P. (2007). *Wind-Induced Vibration of Stay Cables* (No. FHWA-RD-05-083). Estados Unidos: Federal Highway Administration.

Fiebig, W. (2010). Reduction of vibrations of pedestrian bridges using tuned mass dampers (TMD). *Archives of Acoustics*, 35(2), 165-174.

Freyssinet (2016). *HD Stay Cables*. Brochure de la compañía.

Ge, Y., Xia, J., Zhao, L., y Zhao, S. (2018). Full aeroelastic model testing for examining wind-induced vibration of a 5,000 m spanned suspension bridge. *Frontiers in Built Environment*, 4(20).

Gimsing, N. y Georgakis, C. (2012). *Cable Supported Bridges, Concept and Design*. Chichester: John Wiley & Sons

Ito, M. (1998). Wind effects improve tower shape. *Structural engineering international*, 8(4), 256-257.

Jensen, C. N., Nielsen, S. R., & Sørensen, J. D. (2002). Optimal damping of stays in cable-stayed bridges for in-plane vibrations. *Journal of Sound and vibration*, 256(3), 499-513.

Karoumi, R. (1998). *Response of Cable-Stayed and Suspension Bridges to moving vehicles: Analysis Methods and Practical Modeling Techniques* (Tesis Doctoral). Royal Institute of Technology, Estocolmo.

Kaspar, L. y Rowings, J. (1991). Alternatives in the Design and Construction of Cable-Stayed Bridges. *Transportation Research Record*, 1319, 102-108.

Lin, W., Yoda, T. (2017). *Bridge Engineering. Classifications, Design Loading and Analysis Methods*. Elsevier Inc.

Marsh, M. L., Buckle, I. G., y Kavazanjian Jr, E. (2014). *LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges: Reference Manual*. Estados Unidos: Federal Highway Administration.

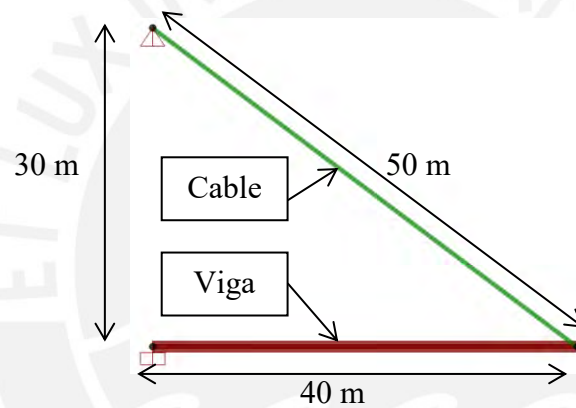
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2018). *Manual de Puentes*. Lima: Editora Perú.
- Oliveira Pedro, J. J., & Reis, A. J. (2016). Composite cable-stayed bridges: state of the art. *Bridge Engineering*, 169 (1), 13-38.
- Pipinato, A. (2016). *Innovative Bridge Design Handbook*. Elsevier Inc.
- Pospíšil, S., Buljac, A., Kozmar, H., Kuznetsov, S., Macháček, M., & Král, R. (2017). Influence of stationary vehicles on bridge aerodynamic and aeroelastic coefficients. *Journal of Bridge Engineering ASCE*, 22(4), 05016012.
- PTI Cable Stayed Bridge Committee (2007). Recommendations For Stay Cable Design, Testing And Installation. Estados Unidos: Post-Tensioning Institute.
- Recupero, A., Longo, G., & Granata, M. F. (2016). Structural analysis of cable-stayed structures in the construction sequence of bridges built by cantilevering. *International Journal of Bridge Engineering (IJBE), Special Issue*, 71-96.
- Stathopoulos, T. y Baniotopoulos, C (2007). *Wind Effects on Buildings and Design of Wind-Sensitive Structures*. Udine: Springer Wien New York.
- Svensson, H. (2012). *Cable Stayed Bridges, 40 Years of Experience Worldwide*. Berlín: Ernst & Sohn.
- Troitsky, M. (1988). *Cable-Stayed Bridges, Theory and Design*. BSP Professional Books
- Vaz, D., Almeida, R. y Janeiro, A. (2018). *Wind Action Phenomena Associated with Large-Span Bridges*. DOI: 10.5772/intechopen.73061.
- VSL (2018). *VSL Stay Cable Systems*. Brochure de la compañía.
- Walther, R., Houriet, B., Isler, W., Moia, P. y Klein, J. (2003). *Cable Stayed Bridges*. Londres: Thomas Telford.
- Wang, P. H., Tang, T. Y., & Zheng, H. N. (2004). Analysis of cable-stayed bridges during construction by cantilever methods. *Computers & Structures*, 82(4-5), 329-346.

## ANEXO 1

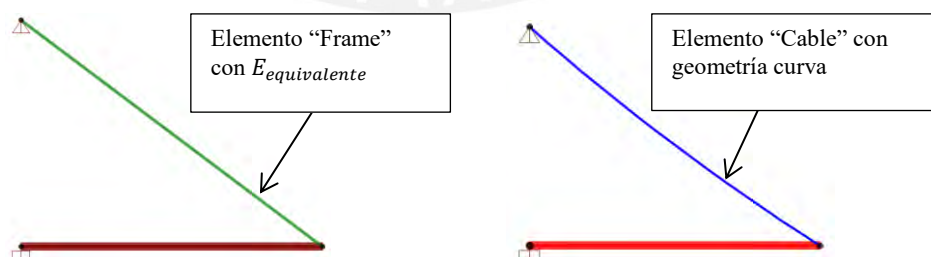
### EVALUACIÓN DEL ANÁLISIS EN SAP2000 CON ELEMENTOS “CABLE”

En el acápite 4.2.2 se describe la metodología de análisis de los cables mediante el uso de elementos rectos (Elementos tipo “Frame”) con un módulo de elasticidad equivalente, menor que el módulo de elasticidad real, para tomar en consideración las deformaciones axiales adicionales que se producen debido al cambio de curvatura de los cables.

En el presente anexo, se presenta una herramienta de análisis alternativa del programa SAP2000 mediante elementos tipo “Cable”. Se presenta a manera de ejemplo un sistema estructural sencillo conformado por una viga empotrada en un extremo y libre en el otro, y un cable anclado en el extremo libre de la viga, como se muestra en la figura:

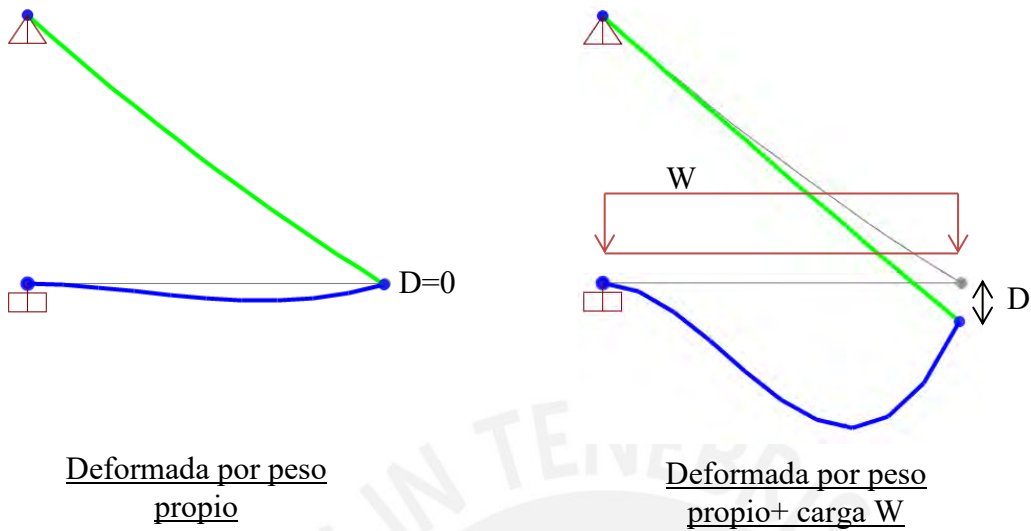


Para evaluar la herramienta de análisis tipo “Cable”, se compararán los resultados obtenidos utilizando dicha herramienta con aquellos obtenidos al emplear elementos tipo “Frame” con un módulo de elasticidad equivalente de acuerdo a lo presentado en el acápite 4.2.2.



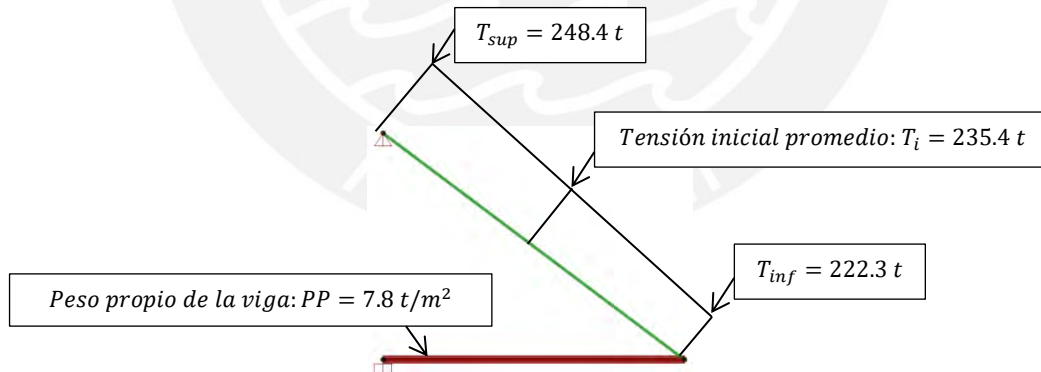
En primer lugar, el cable tendrá una tensión inicial de forma que, para el peso propio de la viga, el extremo libre tenga una deflexión nula. Esto implica que el cable se comportará como un apoyo fijo para el peso propio y como un apoyo flexible para las cargas posteriores. En segundo lugar, se aplicará una carga distribuida  $W$  y se compararán las deflexiones en el

punto de anclaje obtenidas al emplear elementos tipo “Frame” con un módulo de elasticidad equivalente y elementos tipo “Cable”.



- Análisis con elementos “Frame” con módulo de elasticidad equivalente

Se determinó la tensión promedio inicial en el cable,  $T_i$ , necesaria para que la deflexión en la punta de la viga, D, sea cero por peso propio (Antes de la aplicación de la carga distribuida W). Esta tensión será mayor en el extremo superior y menor en el extremo inferior, debido al peso propio del cable:



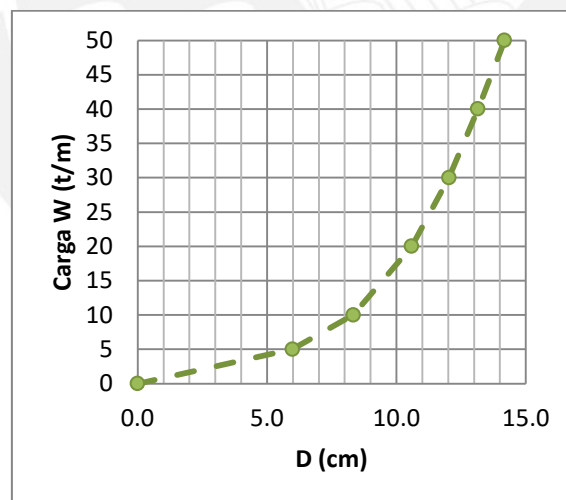
Se calcula también la deflexión al centro del cable para la tensión inicial, antes de la aplicación de la carga W. Se considera un cable con diámetro  $\phi=0.40$  m y peso específico  $\gamma=7.85$  t/m<sup>3</sup>:

C (m)	50
$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	7.85

$$f = \frac{\gamma C^2}{8\sigma} = 1.31 \text{ m}$$

Finalmente, se calcula el módulo de elasticidad equivalente del elemento Frame, con el que deberá de realizarse el análisis estructural. Como en la ecuación del módulo de elasticidad equivalente intervienen los esfuerzos inicial y final del cable, el proceso es iterativo (Como se explica en el acápite 4.2). A continuación se muestran los resultados para una carga adicional W de 50 ton. Se muestran los resultados considerando la carga aplicada de forma progresiva: 5, 10, 20, 30, 40 y 50 ton. Como resultados se muestran: La tensión final del cable  $T_f$ , la relación entre el módulo de elasticidad equivalente y real  $E_{equiv}/E_{real}$ , la flecha final del cable  $f$ , la relación entre la proyección horizontal del cable y la flecha  $L_h/f$ , y la deflexión en la punta de la viga,  $D$ . Con la gráfica D vs W se observa el comportamiento no lineal del cable: El ratio de incremento de D decrece conforme aumenta el valor de W, debido a la disminución progresiva de la curvatura del cable.

W (t/m)	$T_f$ (t)	$E_{equiv}/E_{real}$	$f$ (m)	$L_h/f$	$D$ (cm)
0	235	---	1.31	31	---
5	356	0.07	0.87	46	6.0
10	479	0.10	0.64	62	8.3
20	728	0.15	0.42	94	10.6
30	977	0.21	0.32	127	12.0
40	1226	0.26	0.25	159	13.2
50	1476	0.30	0.21	191	14.2



- Análisis con elementos "Cable"

Para el uso de la herramienta "Cable" del programa SAP2000, debe de determinarse la geometría inicial del cable. Como se observa en la Figura, la geometría inicial se determinó utilizando como dato de entrada la tensión en el extremo inferior del cable. Con ello, el programa determina las propiedades geométricas del cable, y se observa que la deflexión

máxima coincide con el valor calculado previamente. Además, debe definirse como “Caso de Cargas” un caso no-lineal, ya que la curvatura del cable depende de la magnitud y orden de aplicación de las cargas.

**Line Object Parameters**

Line Object Type: Cable  
 Cable Type: Cable - Tension  
 Section Property: CAB40  
 Start: 80.  
 End: 40.  
 Model Cable Using Straight Frame Objects

**Line Object Meshing**

Keep as Single Object  
 Break into Multiple Equi...  
 Break into Multiple Objects with Equal Projected Length on Chord

**Computed Point Coordinates for Linear Segments (Undeformed Cable Geometry)**

Use Undeformed Geometry for Cable Object  
 Use Deformed Geometry for Cable Object

Pt.	X	Y	Z	Sag	Distance	Rel. Dist.
0	80.	7.	0.	0.	0.	0.
1	77.3589	7.	1.6767	0.3041	3.1283	0.0625
2	74.7367	7.	3.3826	0.5649	6.2567	0.125
3	72.1332	7.	5.1171	0.783	9.385	0.1875
4	69.5486	7.	6.8796	0.959	12.5134	0.25
5	66.9829	7.	8.6694	1.0934	15.6417	0.3125
6	64.436	7.	10.4861	1.1889	18.77	0.375
7	61.9081	7.	12.3289	1.2401	21.8984	0.4375
8	59.399	7.	14.1973	1.2535	25.0267	0.5

**Annotations:**

- Tensión en el extremo inferior del cable (Dato de entrada) - points to 222.27
- Flecha del cable (Calculada por el programa) - points to 1.3068
- Sección del cable (Definida previamente) - points to CAB40
- D+CABLE - points to the dropdown menu

**Load Case Name:** D+Cables+W

**Initial Conditions:**  
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State  
 Continue from State at End of Nonlinear Case

**Analysis Type:**  
 Linear  
 Nonlinear

**Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	W	1.

**Results Saved:** Multiple States

**Annotations:**

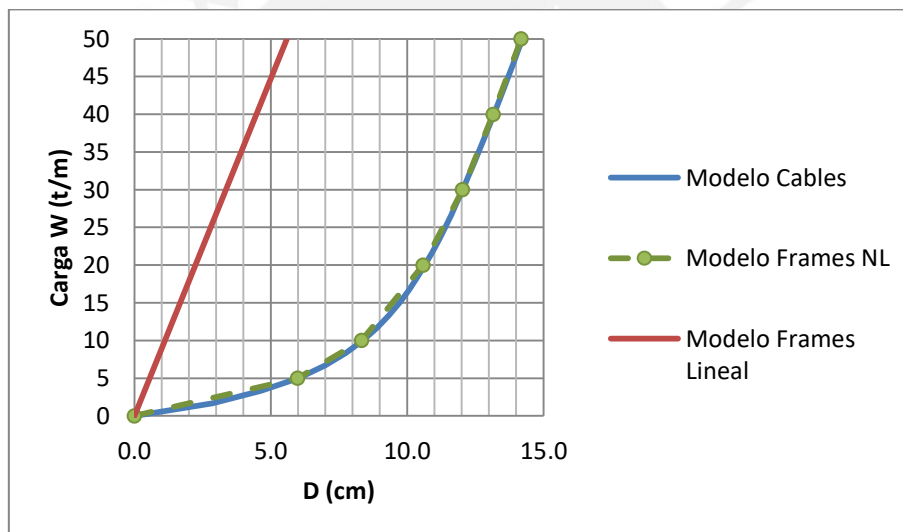
- La aplicación de la carga W continúa luego de la aplicación del peso propio - points to 'W' in the Loads Applied table
- Se habilitó la opción de guardado de resultado para múltiples estados, para poder obtener la curva D vs W. - points to 'Multiple States' in Results Saved
- D+CABLE - points to the dropdown menu
- Nonlinear - points to the selected radio button in Analysis Type



- Comparación de resultados

A continuación se muestran las curvas D vs W para el modelo con los elementos “Cable” y con elementos “Frame” con  $E_{equivalente}$ . Para fines ilustrativos, se muestra también la curva para un modelo con elementos “Frame” con el módulo de elasticidad real, es decir despreciando la curvatura del cable.

Puede observarse que las curvas para el modelo con elementos “Frame” con  $E_{equivalente}$  y con elementos “Cable” son coincidentes, con lo cual se verifica la eficacia de la herramienta “Cable”. También se observa que ambas curvas tienden a tener una pendiente paralela a la gráfica del modelo con cable recto lineal a medida que la carga aumenta, lo cual es un resultado esperado pues conforme el cable se tensa su comportamiento se asemeja más al de un cable recto.



- Conclusiones

- En el programa SAP2000, resulta equivalente utilizar modelos con elementos “Frame” con  $E_{equivalente}$  y con elementos “Cable”.
- La herramienta “Cable” tiene la ventaja de que el análisis no necesita iteraciones. En cambio, para determinar el módulo de elasticidad equivalente, por lo general se necesita iterar una vez.
- Los modelos con elementos “Frame” con  $E_{equivalente}$  tienen la ventaja de que se puede monitorear la eficiencia del cable observando el porcentaje del módulo de

elasticidad real con el que está trabajando el cable. En el presente ejemplo, para una carga  $W$  de 50 t/m el cable con  $\phi=0.40$  m trabaja con un módulo de elasticidad equivalente al 30% del módulo de elasticidad real, con lo cual podríamos concluir que el cable no es eficiente y resultaría conveniente reducir el diámetro del cable para reducir su peso propio y aumentar su esfuerzo de tensión. Esto también se evidencia al observar el valor de la deflexión máxima  $D=14.2$  cm, excesivamente superior al valor de  $D=5.6$  cm correspondiente al Frame recto lineal.

