

PROYECTO ESTRUCTURAL 1

MEMORIA DE CÁLCULO

EDIFICIO CITADINO PRADO

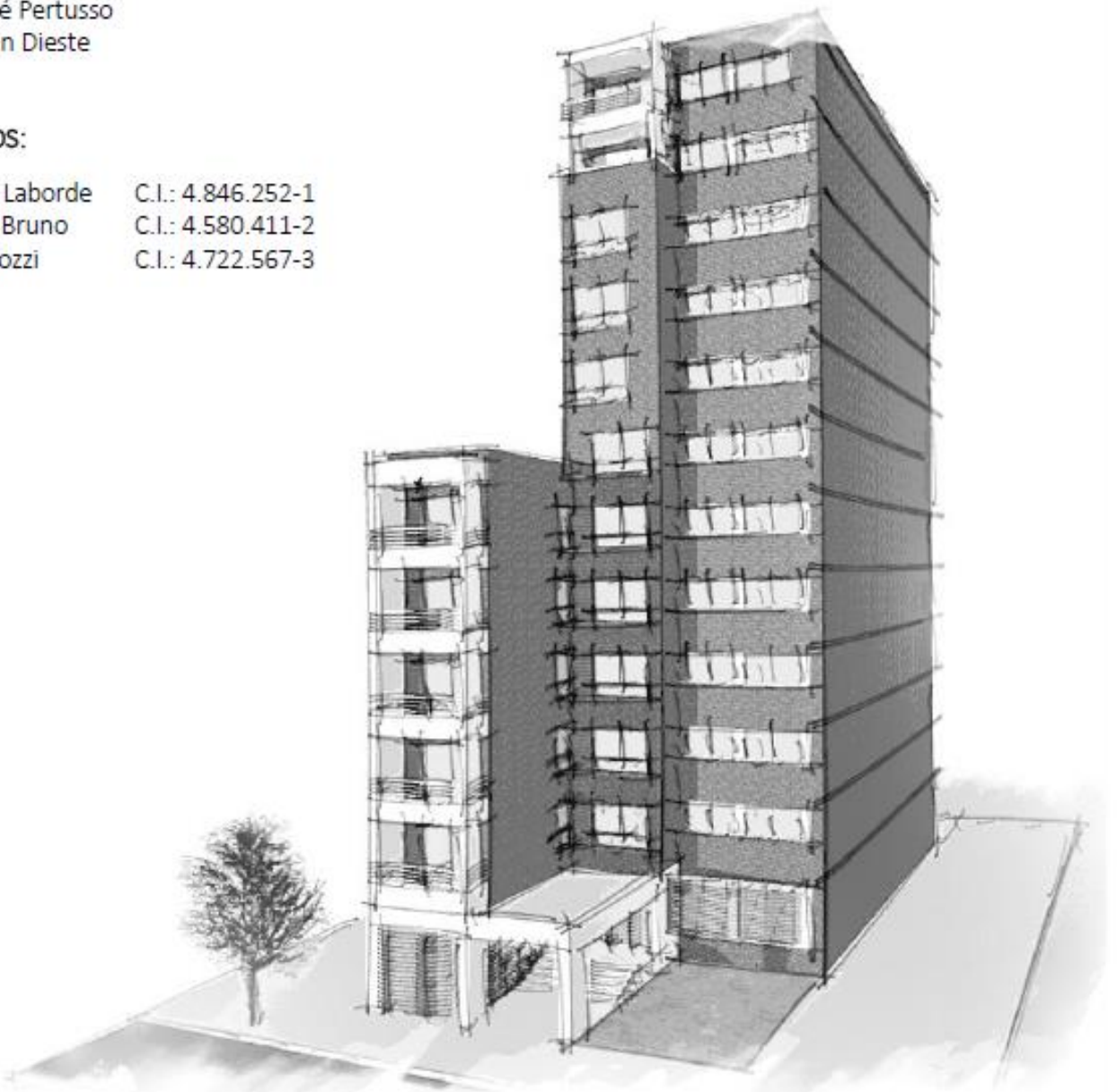
CURSO 2015

DOCENTES:

Jorge Rodríguez
Juan José Pertusso
Sebastián Dieste

ALUMNOS:

Martina Laborde	C.I.: 4.846.252-1
Micaela Bruno	C.I.: 4.580.411-2
Silvina Yozzi	C.I.: 4.722.567-3



Índice

1	INTRODUCCIÓN	4
1.1	MATERIALES.....	4
1.2	REQUISITOS DE DURABILIDAD	4
1.3	COEFICIENTES DE SEGURIDAD.....	6
1.4	VALORES DE LAS ACCIONES	6
2	PREDISEÑO DE LA ESTRUCTURA	10
2.1	PILARES.....	10
2.2	VIGAS.....	14
2.3	LOSAS.....	14
2.4	FUNDACIONES	14
3	ESTADO LÍMITE DE INESTABILIDAD.....	22
3.1	Viento paralelo a la medianera.....	23
3.2	Viento perpendicular a la medianera	24
4	DISEÑO DE LOSAS	26
4.1	ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	26
4.2	ESTADO LÍMITE ÚLTIMO	30
5	DISEÑO DE VIGAS.....	58
5.1	CARACTERÍSTICAS GENERALES	58
5.2	ESTADO LÍMITE ÚLTIMO	59
5.3	ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	104
6	DISEÑO DE PILARES.....	112
6.1	ESTADO LÍMITE ÚLTIMO	112
7	FUNDACIÓN	126
7.1	PILOTES.....	126
7.2	CABEZALES.....	126
7.3	VIGAS DE FUNDACIÓN	132
8	ESCALERAS.....	149
8.1	ESCALERAS NÚCLEO RÍGIDO	149
8.2	Escaleras de Niveles Dúplex.....	151
9	TANQUE DE AGUA	152

9.1	MODELO DE CÁLCULO	152
9.2	CARGAS ACTUANTES.....	153
9.3	ESTADO LÍMITE ÚLTIMO	153
9.4	ESTADO LÍMITE EN SERVICIO	156
10	ANEXO DIAGRAMA DE VIGAS.....	159

1 INTRODUCCIÓN

La presente memoria detalla el diseño y cálculo estructural del edificio Ciudadino Prado, ubicado en Av. Agraciada 2885 y Av. Joaquín Suarez en la ciudad de Montevideo. El trabajo se encuentra enmarcado en lo exigido por la materia Proyecto Estructural 1 de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad de la República.

El edificio en estudio es de uso residencial, cuenta con once plantas habitables y se constituye por 26 apartamentos (uno de 1 dormitorio, 23 de 2 dormitorios y dos de 3 dormitorios) y un Salón de Usos Múltiples. Su altura total es de aproximadamente 32 m, siendo seis de las plantas de mayor área y las restantes cinco de menor área

Las normas de aplicación de este proyecto son la Norma de Viento UNIT 50-84; la Norma UNIT 33-91 destinada a la determinación de las cargas a utilizar en el proyecto de edificios y la Norma EHE-08 correspondiente a estructuras de Hormigón Armado.

1.1 MATERIALES

Los materiales utilizados en el proyecto con sus respectivas características se detallan enseguida:

Hormigón Estructural C25

Resistencia característica a los 28 días	$f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$
Tamaño máximo del agregado	TMA = 25 mm
Módulo de deformación longitudinal a los 28 días	$E_{c,28} = 272.640 \text{ kg/cm}^2$

Armadura Pasiva B-500-S

Límite de fluencia	$f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de deformación longitudinal	$E_s = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$

1.2 REQUISITOS DE DURABILIDAD

Para la determinación del tipo de ambiente al que estará sometida la estructura según la EHE-08 deberá tenerse en consideración la existencia de elementos estructurales cuyas características de exposición ambiental difieran. Es por esta razón que deben agruparse aquellos elementos estructurales con características de exposición similares para definir el tipo de ambiente al que se someten. La Norma EHE-08 presenta una tabla en la que se definen las clases generales de exposición relativas a la corrosión de las armaduras; en la Tabla 1 se detalla la descripción de las clases de exposición que están involucradas en este proyecto.

Clase general de exposición			Descripción	Ejemplos
Clase	Subclase	Designación		
No agresiva		I	- Interiores de edificios no sometidos a condensaciones. - Elementos de hormigón en masa	Elementos estructurales de edificios protegidos de la intemperie, como forjados.
Normal	Humedad Alta	IIa	- Interiores sometidos a humedades relativas medias altas (>65%) o a condensaciones. - Exteriores en ausencia de cloruros, expuestos a lluvias en zonas con precipitación media anual superior a 600mm. - Elementos enterrados o sumergidos	- Cimentaciones - Elementos de hormigón que se encuentren a la intemperie o en las cubiertas de edificios en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm.
	Humedad Media	IIb	-Exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm.	- Elementos estructurales en construcciones exteriores protegidas de la lluvia.

Tabla 1: Clasificación de ambientes según clase de exposición

Teniendo en cuenta que la estructura analizada corresponde a un edificio de viviendas se adopta una vida útil de 50 años para el diseño de la misma. Con la antedicha información se determina el recubrimiento adoptado para los diferentes elementos estructurales, teniendo en consideración que:

$$r_{nom} = r_{mín} + \Delta r$$

donde $r_{mín}$ es el recubrimiento mínimo de la armadura pasiva (que debe cumplirse en cualquier punto de la misma) y Δr es un margen de recubrimiento que tiene en cuenta el nivel de control de ejecución en obra.

Los recubrimientos adoptados para los diferentes elementos estructurales involucrados en el proyecto quedan definidos como sigue:

<i>Losas</i>	<i>15 mm</i>
<i>Vigas y Pilares</i>	<i>20 mm</i>
<i>Tanque de agua y Cimentaciones</i>	<i>25 mm</i>

1.3 COEFICIENTES DE SEGURIDAD

1.3.1 COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD DE LOS MATERIALES

Para el estudio de los Estados Límites Últimos se adoptan como coeficientes parciales de seguridad de los materiales los siguientes:

- Hormigón: $\gamma_c = 1,5$
- Acero: $\gamma_s = 1,15$

Durante el análisis de los Estados Límites de Servicio los coeficientes parciales de seguridad de los materiales toman un valor igual a la unidad.

1.3.2 COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD DE LAS ACCIONES

Como coeficientes parciales de seguridad de las acciones para las comprobaciones referidas a Estados Límites Últimos se tomarán los siguientes, dependiendo del tipo de acción:

- Acciones permanentes: $\gamma_G = 1,35$
- Acciones variables: $\gamma_Q = 1,5$

Los valores anteriores corresponden al caso en que la acción produce efectos desfavorables. Cuando los efectos de la acciones puedan considerarse favorables los coeficientes de seguridad adoptan los valores de $\gamma_G = 1$ y $\gamma_Q = 0$.

Los coeficientes parciales de seguridad asociados a las verificaciones de los Estados Límites de Servicio toman el valor de la unidad para ambos tipos de acciones, tanto cuando los efectos que estas producen son favorables como desfavorables.

1.4 VALORES DE LAS ACCIONES

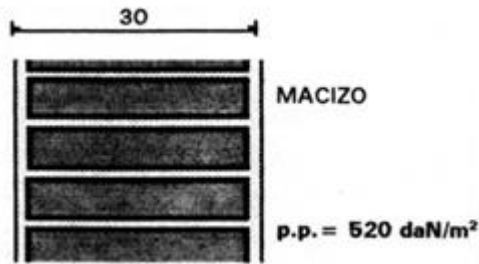
1.4.1 ACCIONES GRAVITATORIAS

Para la determinación de las acciones gravitatorias generadas por el hormigón armado se considera que este tiene un peso específico de $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$.

Teniendo en cuenta que la arquitectura de la edificación involucra 19 tipos de muros distintos, a la hora de analizar las acciones de peso propio de los diferentes muros se decide hacer una recategorización de los mismos: *muro medianero*; *muro exterior* y *muro interior*. Se agrupan aquellos tipos de muros que involucren valores de peso propio similares bajo un mismo valor asociado a la nueva clasificación. A partir de este criterio se obtienen tres valores distintos (en lugar de 19) proporcionados por la “*Tabla Peso Propio de Muros de Mampostería*” de la Facultad de Arquitectura, con los que se trabaja de manera más simplificada.

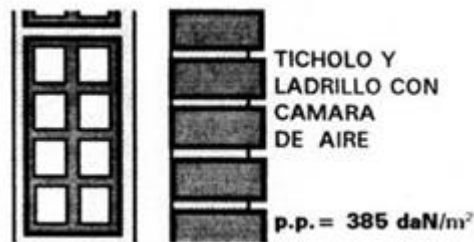
Cabe mencionar que los valores proporcionados por la mencionada tabla deben multiplicarse por la altura del muro (2,6 m) de manera de obtener una carga distribuida linealmente a lo largo del mismo.

Muro medianero



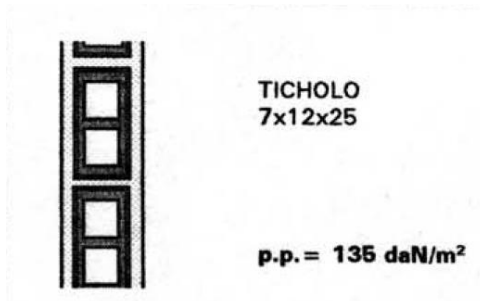
→ $pp, medianero = 1350 \text{ kg/m}$

Muro exterior



→ $pp, exterior = 1000 \text{ kg/m}$

Muro interior



→ $pp, interior = 455 \text{ kg/m}$

1.4.2 ACCIONES VARIABLES (SOBRECARGAS)

Los valores característicos de las sobrecargas de servicio se obtienen de la UNIT 33-91; para edificios de vivienda. A partir de la mencionada Norma se deduce que la sobrecarga es de **150 kg/m²** excepto en las zonas destinadas a balcones, corredores y escaleras donde la sobrecarga a considerar es de **300 kg/m²**.

1.4.3 ACCIONES DE VIENTO

Como ya ha sido mencionado las cargas actuantes debido al viento se estudian según la Norma UNIT 50-84. Para la aplicación de la misma es necesaria la determinación de ciertas características de la estructura que resultan imprescindibles para el cálculo de la acción de viento actuante. Dada la ubicación del edificio y las características del suelo en la zona se considera que el

terreno es de tipo normal y se adopta para el mismo una rugosidad tipo IV ya que se lo consiera como cubierto por grandes construcciones.

La determinación de los esfuerzos generados por el viento se hace sobre la base de que la presión ejercida por el mismo es constante por tramos (de dos pisos de la estructura), por lo cual se obtendrá un diagrama de presiones constante cada dos de los pisos del edificio.

La expresión que brinda la Norma para establecer la velocidad de cálculo es:

$$v_c = K_t \cdot K_z \cdot K_d \cdot K_k \cdot v_k$$

Viento paralelo a la medianera

Los valores que adoptan los diferentes coeficientes K_i se exponen a continuación (obtenidos teniendo en cuenta las características ya mencionadas de la estructura).

K_t	El carácter topográfico del terreno es normal	→	$K_t = 1,0$
K_z	Rugosidad IV	→	$K_z = 0,6 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,22}$
K_d	Figura 6.2 de la Norma	→	$K_d = 1$
K_k	Teniendo en cuenta un tiempo de retorno de 20 años	→	$K_k = 1,0$
v_k	Construcción a menos de 25 km de la costa	→	$v_k = 43,9 \text{ m/s}$

Al considerarse el viento con un tiempo de retorno de 50 años se debe aumentar la velocidad característica en un factor de 1,15 con lo que se tiene:

$$v_k = 43,9 \text{ m/s} \cdot 1,15 = 50,5 \text{ m/s}$$

A partir de los valores expuestos se tiene que:

$$v_c = 18,25 z^{0,22}$$

Teniendo en cuenta que la Norma estipula que $q_c = \frac{v_c^2}{16}$ la expresión para la presión dinámica de cálculo será:

$$q_c = \frac{v_c^2}{16} = 20,44 z^{0,44}$$

La determinación del perfil de presiones de viento en la altura exige la determinación de un coeficiente de presión adimensionado c . Este último se obtiene para cada una de las caras del edificio, teniendo en consideración tanto el viento paralelo a la medianera (perpendicular a la fachada del edificio) como el perpendicular a la medianera. El máximo valor obtenido para dicho coeficiente es de 0,8 por lo que la presión o acción unitaria es:

$$p_c(\text{kg/m}^2) = c \cdot q_c = 16,35 z^{0,44}$$

Para obtener la carga distribuida en cada piso (es decir en kg/m) es necesario multiplicar por el ancho correspondiente (en este caso: $b \approx 11 \text{ m}$) obteniéndose de esta forma la carga distribuida.

$$q_{\text{distribuida}}(\text{kg/m}) = 184,92 z^{0,44}$$

De manera simplificada se carga de forma uniforme por tramos (cada tramo es de dos niveles, exceptuando el último), tomándose como valor el máximo que se tenga de los dos niveles. Teniendo esto en cuenta se obtiene el diagrama de distribución de presiones de viento en la altura del edificio.

Viento perpendicular a la medianera

La obtención del diagrama de distribución de presiones de viento con dirección perpendicular a la medianera es análoga a la expuesta anteriormente. El coeficiente K_d toma un valor en este caso de $K_d = 1$, por lo que se tiene:

$$v_c = 18,25 z^{0,22}$$

$$q_c = 20,44 z^{0,44}$$

$$p_c = 16,35 z^{0,44}$$

Para hallar la carga distribuida (en kg/m) se debe multiplicar por el ancho respectivo, que en este caso vale $b \approx 26 \text{ m}$, obteniéndose entonces la carga distribuida que sigue, asociada al viento perpendicular a la medianera.

$$q_{\text{distribuida}}(\text{kg/m}) = 413,18 z^{0,44}$$

Análogamente al caso del viento con dirección paralelo a la medianera, el perfil de presiones se obtiene a partir de la expresión anterior.

Para ambos caso se tomó un valor de $K_d = 1$ ya que se encuentra del lado de la seguridad aumentando de esa forma la carga de viento obtenida.

2 PREDISEÑO DE LA ESTRUCTURA

Para llevar a cabo el predimensionamiento del proyecto es necesario definir el tipo de estructura con la que se quiere trabajar. En este caso particularmente se decide proyectar entresijos con vigas únicamente perimetrales (sin vigas intermedias) y pilares tanto en el perímetro como en el interior del entresijo.

Por otra parte se opta por la realización de fundación indirecta, con pilotes perforados, cabezales y vigas de fundación.

2.1 PILARES

El predimensionado de la estructura exige en primer lugar la determinación de la ubicación en planta de los pilares. Para esta se debe tener en cuenta la geometría definida por el arquitecto del proyecto, teniendo la precaución de que los pilares queden siempre embebidos dentro de los muros delimitados (intentándose con esto ocultar la estructura de hormigón).

Esta etapa del prediseño geométrico de la estructura involucra además la localización de un núcleo rígido que cumple la función de rigidizar la estructura ante esfuerzos de viento. Teniendo en consideración la arquitectura del proyecto, el mencionado elemento rigidizante se coloca embebido dentro de los muros que rodean el ascensor y las escaleras.

A partir del emplazamiento en planta de los pilares y el núcleo rígido se procede a establecer el área de influencia de cada uno con el fin de determinar, de manera aproximada, la carga que actúa en cada pilar para cada planta. Habiéndose obtenido los valores ya mencionados la carga total (correspondiente a la descarga acumulada) que debe soportar cada pilar se obtiene sumando las correspondientes al referido pilar para cada planta.

Para llevar a cabo lo antedicho se procede a estimar la carga que actúa por metro cuadrado en cada planta de la manera que sigue:

$$Q_{estimada} = Q_{pplosa} + Q_{contrapiso} + Q_{muros} + Q_{scpromedio}$$

$$\rightarrow Q_{pplosa} = 0,17 \text{ m} * 2500 \text{ kg/m}^3 = 425 \text{ kg/m}^2$$

$$\rightarrow Q_{contrapiso} = 0,05 \text{ m} * 2000 \text{ kg/m}^3 = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\rightarrow Q_{muros} = 1,5 \text{ m} * 200 \text{ kg/m}^3 = 375 \text{ kg/m}^2$$

$$\rightarrow Q_{scpromedio} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$\Rightarrow Q_{estimada} = 1100 \text{ kg/m}^2$$

El área de influencia de cada pilar se delimita de forma aproximada, intentando trazar el límite en la mitad de la distancia entre pilares contiguos. El esquema de las áreas de influencia es similar para las distintas plantas por lo que se presenta un único esquema a modo de ejemplo.

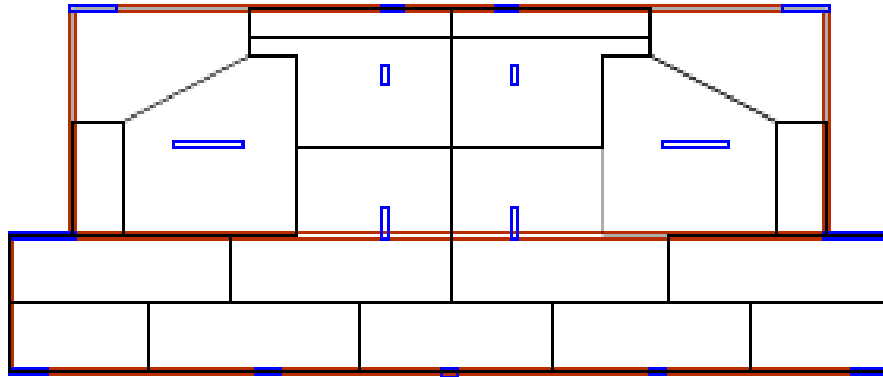


Figura 1: Areas de influencia Planta 11

La directa que actúa en cada pilar para cada planta se obtiene multiplicando la carga estimada de la losa por el área de influencia correspondiente. Con esta directa se determina cuál es el área de sección de pilar necesaria para resistir dicha carga y se verifica que dicha área sea menor al área elegida para el respectivo pilar.

A continuación

PILARES PLANTA 11						
Pilar	Área de inf. (m2)	Carga a resistir (kg)	Área nec. (cm2)	Área elegida (cm2)	Sección	
					a (cm)	b (cm)
P1	7,44	8185,43	57,78	1300	100	13
P2a	2,77	3043,15	21,48	585	45	13
P2b	2,77	3043,15	21,48	585	45	13
P3	7,44	8185,43	57,78	1300	100	13
P2c	8,28	9110,64	64,31	585	45	13
P2d	8,28	9110,64	64,31	585	45	13
P4	12,74	14009,38	98,89	1950	150	13
P5	12,74	14009,38	98,89	1950	150	13
P6	9,68	10645,80	75,15	1950	150	13
P2e	13,55	14907,42	105,23	910	70	13
P2f	13,55	14907,42	105,23	910	70	13
P7	9,68	10645,80	75,15	1950	150	13
P9	4,42	4857,71	34,29	1105	85	13
P10	6,81	7486,82	52,85	850	50	17
P11	6,27	6896,67	48,68	960	40	24
P12	6,81	7486,82	52,85	595	35	17
P14	4,42	4857,71	34,29	1105	85	13

PILARES PLANTAS 10-7							
Pilar	Área de inf. (m2)	Carga por piso (kg)	Carga total.(kg)	Área nec. (cm2)	Área elegida (cm2)	Sección	
						a (cm)	b (cm)
P1	7,44	8185,43	40927,15	288,90	1300	100	13
P2	24,60	27061,21	135306,05	955,10	8948	Ver sección	
P2	24,60	27061,21	135306,05	955,10	6643	511	13
P3	7,44	8185,43	40927,15	288,90	1300	100	13
P4	12,07	13272,38	67098,90	473,64	1950	150	13
P5	12,07	13272,38	67098,90	473,64	1950	150	13
P6	9,68	10645,80	53229,00	375,73	1950	150	13
P7	9,68	10645,80	53229,00	375,73	1950	150	13
P9	4,42	4857,71	24288,55	171,45	1105	85	13
P10	6,81	7486,82	37434,10	264,24	1275	75	17
P11	6,27	6896,67	34483,35	243,41	1360	80	17
P12	6,81	7486,82	37434,10	264,24	1275	75	17
P13	4,42	4857,71	24288,55	171,45	1105	85	13

PILARES PLANTA 6							
Pilar	Área de inf. (m2)	Carga a resistir (kg)	Carga Total.(kg)	Área nec. (cm2)	Área elegida (cm2)	Sección	
						a (cm)	b (cm)
P1	7,44	8185,43	49112,58	346,68	1300	100	13
P2	24,60	27061,21	162367,26	1146,12	8948	Ver sección	
P2	24,60	27061,21	162367,26	1146,12	6643	511	13
P3	7,44	8185,43	49112,58	346,68	1300	100	13
P4	12,07	13272,38	80371,28	567,33	1950	150	13
P5	12,07	13272,38	80371,28	567,33	1950	150	13
P6	9,68	10645,80	63874,80	450,88	1950	150	13
P7	9,68	10645,80	63874,80	450,88	1950	150	13
P9	4,42	4857,71	29146,26	205,74	1105	85	13
P10	14,18	15594,48	53028,58	374,32	1275	75	17
P11	19,92	21911,12	56394,47	398,08	1040	80	13
P12	21,96	24155,45	61589,55	434,75	1275	75	17
P13	24,44	26884,11	51172,66	361,22	1105	85	13

PILARES PLANTA 5-1							
Pilar	Área de inf. (m2)	Carga a resistir (kg)	Carga + Ant.(kg)	Área nec. (cm2)	Área elegida (cm2)	Sección	
						a (cm)	b (cm)
P1	7,44	8185,43	90039,73	635,57	1300	100	13
P2	24,60	27061,21	297673,31	2101,22	8948	Ver sección	
P2	24,60	27061,21	297673,31	2101,22	6643	511	13
P3	7,44	8185,43	90039,73	635,57	1300	100	13
P4	12,07	13272,38	146733,18	1035,76	1950	150	13
P5	12,07	13272,38	146733,18	1035,76	1950	150	13
P6	9,68	10645,80	117103,80	826,62	1950	150	13
P7	9,68	10645,80	117103,80	826,62	1950	150	13
P9	4,42	4857,71	53434,81	377,19	1105	85	13
P10	10,24	11262,24	109339,78	771,81	1275	75	17
P11	12,90	14186,48	127326,87	898,78	1040	80	13
P12	13,99	15392,08	138549,95	978,00	1275	75	17
P13	13,17	14481,83	123581,81	872,34	1105	85	13
P14	5,39	5929,77	5929,77	41,86	1125	75	15
P15	6,80	7476,70	7476,70	52,78	1300	100	13
P16	10,25	11277,20	11277,20	79,60	1300	100	13
P17	9,04	9944,22	9944,22	70,19	1300	100	13
P18	5,72	6294,64	6294,64	44,43	2633	40	40

PILARES PLANTA BAJA								
Pilar	Área de inf. (m2)	Carga a resistir (kg)	Carga + Ant.(kg)	Área nec. (cm2)	Área elegida (cm2)	Sección		Aelegida>Anec ?
						a (cm)	b (cm)	
P1	7,44	8185,43	98225,16	693,35	1300	100	13	TRUE
P2	24,60	27061,21	324734,52	2292,24	8948	Ver sección		TRUE
P2	24,60	27061,21	324734,52	2292,24	6643	511	13	TRUE
P3	7,44	8185,43	98225,16	693,35	1300	100	13	TRUE
P4	12,07	13272,38	160005,56	1129,45	1950	150	13	TRUE
P5	12,07	13272,38	160005,56	1129,45	1950	150	13	TRUE
P6	9,68	10645,80	127749,60	901,76	1950	150	13	TRUE
P7	14,14	15555,54	132659,34	936,42	1950	150	13	TRUE
P8	5,49	6034,71	6034,71	42,60	2375	95	25	TRUE
P9	6,81	7486,82	12344,53	87,14	1105	85	13	TRUE
P10	10,24	11262,24	22524,48	159,00	1275	75	17	TRUE
P11	12,90	14186,48	28372,96	200,28	780	60	13	TRUE
P12	13,99	15392,08	30784,16	217,30	1275	75	17	TRUE
P13	17,54	19296,75	33778,58	238,44	1105	85	13	TRUE
P14	10,37	11402,16	17331,93	122,34	1125	75	15	TRUE
P15	6,80	7476,70	14953,40	105,55	1300	100	13	TRUE
P16	10,25	11277,20	22554,40	159,21	2633	100	13	TRUE
P17	9,04	9944,22	19888,44	140,39	2633	100	13	TRUE
P18	5,72	6294,64	12589,28	88,87	2633	40	40	TRUE

2.2 VIGAS

Recordándose que la solución estructural adoptada involucra únicamente vigas perimetrales, la posición de las mismas está dada por la ubicación de los pilares, mientras que la longitud (L) de cada viga queda definida tanto por la posición de los pilares como por su geometría. La altura de las vigas se determina teniendo en cuenta dos consideraciones:

- La altura h debe ser mayor que su longitud sobre 12 ($h > L/12$).
- La geometría de la viga debe quedar incluida dentro de los muros, por lo que la altura de la viga está limitada por la altura dintel correspondiente sumado a la altura de la losa y la del contrapiso. En general esta altura disponible es de 65 cm .

Salvo algunas excepciones, para la mayoría de las vigas de la estructura se adopta una altura de 60 cm , la cual cumple con los requisitos expuestos anteriormente.

2.2.1 ALETAS DE VIGAS

Para las vigas de la fachada y de la cara opuesta a la misma se debe calcular una aleta teniendo en consideración que debe soportar la fachada de ladrillo visto.

La carga de los ladrillos es 1600 daN/m^3 , considerando una luz de 3 cm se obtiene una carga distribuida de 15904 kg/m .

De la siguiente ecuación se despeja la altura necesaria de la aleta, siendo esta 5 cm .

$$f_{cd} \geq \sigma = \frac{M}{W}$$

A pesar de que la altura necesaria de la aleta es de 5 cm se decide proyectar aletas con la misma altura de la losa, quedando de esta manera del lado de la seguridad.

El largo cada aleta dependerá de la viga a la que esté vinculada y del muro que esta última esté soportando. En general dicho largo varía entre 5 cm y 12 cm .

2.3 LOSAS

El prediseño de las losas consiste en determinar su espesor. Para ello se lleva a cabo un proceso iterativo en el que se varía el mismo y se va verificando la flecha total generada en la losa de cada nivel. El espesor óptimo es el que arroja un valor de flecha menor al admisible impuesto por la Norma. La altura de losa arrojada por este procedimiento fue de 15 cm por lo que se adoptó dicho espesor para todos los niveles. En las zonas de balcones se decide asignar un espesor de 12 cm para generar un desnivel entre los espacios externos e internos y no tener problemas de invasión de agua en los interiores.

2.4 FUNDACIONES

Como ya ha sido mencionado se opta para este proyecto la ejecución de una fundación indirecta, por lo que el prediseño de la misma involucra el prediseño de pilotes, cabezales y vigas de fundación.

El diseño de la geometría de la fundación implica prestar especial atención tanto a la geometría de los elementos estructurales como a la arquitectura del proyecto. Las cotas altimétricas de cada sector de la planta fijadas por el arquitecto deben ser respetadas y por lo tanto imponen un límite a la altura de cabezales y vigas de fundación.

2.4.1 DESCARGA DE PANTALLAS (DETERMINACIÓN DE CANTIDAD DE PILOTES)

La transmisión de las cargas de las pantallas al terreno se lleva a cabo con pilotes perforados, cuyo diámetro es de 60 cm. El estudio geotécnico brinda los valores de las cargas admisibles de los pilotes cuando estos tienen un largo de 6m. Además, debe tenerse presente que la resistencia a tracción de los pilotes es menor, estimándose que sea como máximo un 15% de la carga admisible de compresión. La carga admisible a compresión para pilotes de 60 cm de diámetro y 6m de largo (otorgada por el estudio geotécnico) es de 113 t mientras que se estima que la carga admisible de tracción para pilotes de iguales características ronda las 17 t.

Otro de los aspectos fundamentales para el prediseño de los pilotes radica en determinar el nivel de desmoche de los mismos, para lo cual se considera que el 0 altimétrico se encuentra en el nivel determinado por arquitectura. Dado que por normativa se exige que la losa terminada (teniendo en cuenta hidrófugo, contrapiso, cerámicos, etc) sea de 20 cm, estos deberán considerarse. Por otra parte, debe adicionarse la altura del cabezal y se tienen que descontar 5 cm ya que el pilote debe penetrar esa distancia dentro del cabezal.

Con las consideraciones anteriores se obtienen los niveles de desmoche para los pilotes de la fundación que son variados por las diferencias de cotas entre los niveles de piso terminado en el edificio analizado.

Una vez fijados los parámetros antes mencionados se procede a definir la cantidad de pilotes *n* que serán necesarios para cada pilar, para lo cual se utiliza la siguiente inecuación:

$$\frac{P_{pilar}}{n} \leq P_{adm, pilote} \rightarrow n \geq \frac{P_{pilar}}{P_{adm, pilote}}$$

La carga *P_{pilar}* es la suma de las cargas obtenidas en servicio para cada pilar y para cada planta hasta el nivel de fundación. Se genera una tabla en la que se expone la cantidad de pilotes necesarios dependiendo el diámetro elegido, y a su vez se ilustra la determinación final.

Pilar	P1	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17	P18
Ppilar (t)	119	122	158	154	108	108	8	66	140	126	158	124	50	42	71	60	43
Cant. Nec. Pilotes	2	2	2	2	1	1	1	1	2	2	2	2	1	1	1	1	1
Cant. Pilotes Def.	2	2	2	2	2	2	1	1	2	2	2	2	1	1	1	1	1

Cabe destacar que en los casos de los pilares 6 y 7 a pesar de necesitarse un único pilote se elige colocar 2 para que no sea necesaria la disposición de vigas de fundación que aten al cabezal en todas las direcciones.

2.4.2 CABEZALES

El prediseño de la forma y geometría en planta de los cabezales está determinado por tres componentes concretas. Las dimensiones de las pantallas que descargan sobre los cabezales son limitantes a la hora de definir la geometría de estos últimos. Por otro lado, la disposición que adopten los pilotes sobre los cuales se diseña el cabezal también restringe las dimensiones de los cabezales, ya que estos deben abarcar un área mayor a la circunscripta por sus respectivos pilotes. En tercer lugar, se toma la consideración de que los bordes de los pilotes deben distar por lo menos 12 cm de las caras laterales de los cabezales.

Teniendo en cuenta las citadas apreciaciones se definen dos tipos de cabezales; los de un pilote (C3) y los de dos pilotes (C1). Se debe destacar que para el cabezal C1 la distancia entre los pilotes es de 150 cm , que equivale a dos veces y media el diámetro de los pilotes ($2,5\phi_{pilote}$). En la *Figura 1* y *Figura 2* se observan las dimensiones que adoptan cada uno de los cabezales mencionados.

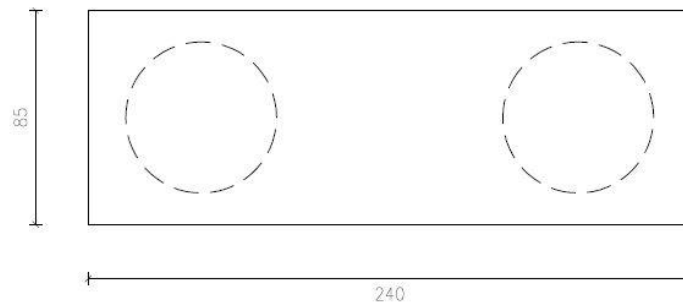


Figura 2: Geometría Cabezal 1

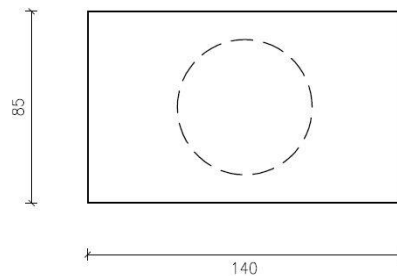


Figura 3: Geometría Cabezal 3

Haciendo reparo en que se pretenden proyectar cabezales de tipo rígido, la determinación de la altura de los mismos consiste en la aplicación del Método de Bielas y Tirantes. Para el cabezal tipo 1 (de dos pilotes) se busca una altura tal que haga que el ángulo que forman las bielas comprimidas con la vertical se encuentre en un rango de entre 30° y 45° , obteniéndose así una altura final de 75 cm .

Para los cabezales de un pilote (C3) se elige su altura de manera tal que esta no sea menor a la altura máxima de las vigas que concurran a él. A partir de dicho criterio es que se obtiene para los cabezales de un pilote una altura de 60 cm .

2.4.3 DESCARGA DEL NÚCLEO

La fundación del núcleo rígido de la estructura requiere un estudio especialmente detallista y cuidadoso, no solo por las características geométricas que este presenta sino principalmente por los esfuerzos que dicho elemento estructural se encarga de absorber.

Como ya fue mencionado, el núcleo lleva una parte de la descarga debida al peso propio de todo el edificio y las sobrecargas actuantes en cada una de las plantas del mismo, y además debe poder soportar el momento generado por las acciones de viento.

En dicho caso la verificación a realizar es la que sigue:

$$V_i = \frac{N}{n} + \frac{M_{long}x_i}{\sum x_i^2} - \frac{M_{trans}y_i}{\sum y_i^2} + \frac{M_{viento,y}x_i}{4\sum x_i^2} - \frac{M_{viento,x}y_i}{3\sum y_i^2}$$

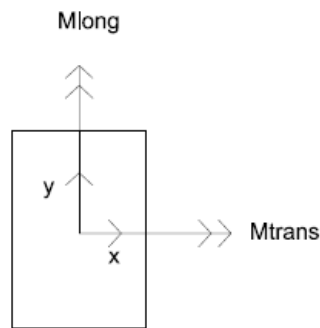


Figura 4: Esquema de Ejes y Momentos en el Núcleo

Donde:

- V_i la directa en cada pilote
- n : es la cantidad de pilotes
- x_i : es la distancia en x desde el centro de gravedad del pilotaje al centro del pilote i.
- y_i : es la distancia en y desde el centro de gravedad del pilotaje al centro del pilote i.
- M_{long} : es el momento generado por la descarga vertical en la dirección y.
- M_{trans} : es el momento generado por la descarga vertical en la dirección x.
- $M_{viento,y}$: es el momento generado por el viento en la dirección y.
- $M_{viento,x}$: es el momento generado por el viento en la dirección x.

Se debe tener en cuenta que el momento generado por el viento el $M_{viento,y}$ y $M_{viento,x}$, afecta a los pilares que se encuentran en una misma fila de igual forma, por lo que se considera $M_{viento,y} = M_{viento,y tot}/4$ y $M_{viento,x} = M_{viento,x tot}/4$. Esto último no es válido para el momento generado por las cargas.

Se consideran distintos estados de carga variando las direcciones del viento y las descargas verticales, considerando el peso propio con las combinaciones posibles del viento y luego peso propio y sobre carga con las combinaciones posibles del viento

Se exponen en la siguiente tabla las solicitaciones que remiten a la mayor tracción en los pilotes obtenidos de los distintos estados de carga considerados a las cuales se encuentra sometido el núcleo de la estructura.

	Longitudinal	Transversal
$M_{tot,descarga} (tm)$	28,5	-325,4
$M_{tot,viento} (tm)$	167,6	-1149,4
$N_{tot} (t)$	502,7	

Se decide efectuar la fundación del núcleo con 12 pilotes de 60 cm de diámetro, por lo que la directa en los mismos será igual a la directa total del núcleo sobre 12 ($N_i = N/n = 41,9 t$).

Con todos estos parámetros es posible determinar el esfuerzo al que está sometido cada pilote del núcleo.

	$x_i (m)$	$x_i^2 (m)$	$y_i (m)$	$y_i^2 (m)$	Reacción (t)
P1	-1,40	1,96	2,10	4,41	87,04
P2	0	0	2,10	4,41	93,3
P3	1,40	1,96	2,10	4,41	99,6
P4	-1,40	1,96	0,70	0,49	52,7
P5	0	0	0,70	0,49	59,0
P6	1,40	1,96	0,70	0,49	65,3
P7	-1,40	1,96	-0,70	0,49	18,5
P8	0	0	-0,70	0,49	24,7
P9	1,40	1,96	-0,70	0,49	31,0
P10	-1,40	1,96	-2,10	4,41	-19,5
P11	0	0	-2,10	4,41	-9,6
P12	1,40	1,96	-2,10	4,41	-3,3
	Suma x_i^2	15,68	Suma y_i^2	29,40	

Se exponen en la siguiente tabla las solicitaciones que remiten a la mayor compresión en los pilotes obtenidos de los distintos estados de carga considerados a las cuales se encuentra sometido el núcleo de la estructura.

	Longitudinal	Transversal
$M_{tot,descarga} (tm)$	40,2	289,3
$M_{tot,viento} (tm)$	167,6	-1149,4
$N_{tot} (t)$	605,5	

Con todos estos parámetros es posible determinar el esfuerzo al que está sometido cada pilote del núcleo.

	$x_i (m)$	$x_i^2 (m)$	$y_i (m)$	$y_i^2 (m)$	Reacción (t)
P1	-1,40	1,96	2,10	4,41	93,3
P2	0	0	2,10	4,41	111,1
P3	1,40	1,96	2,10	4,41	130,1
P4	-1,40	1,96	0,70	0,49	55,1
P5	0	0	0,70	0,49	72,8
P6	1,40	1,96	0,70	0,49	89,1
P7	-1,40	1,96	-0,70	0,49	13,4
P8	0	0	-0,70	0,49	31,1
P9	1,40	1,96	-0,70	0,49	47,2
P10	-1,40	1,96	-2,10	4,41	-5,7
P11	0	0	-2,10	4,41	1,6
P12	1,40	1,96	-2,10	4,41	8,9
	Suma x_i^2	15,68	Suma y_i^2	29,40	

El pilote más comprimido tiene una carga de compresión de 130 t, y dado que esta es menor. Por otro lado el pilote más traccionado tiene una carga (en valor absoluto) de 20 t.

Las máximas cargas en los pilotes de filas centrales se obtienen de los restantes estado de carga analizados.

De esta forma queda definida la geometría del cabezal del núcleo que se presenta en la *Figura 5*.

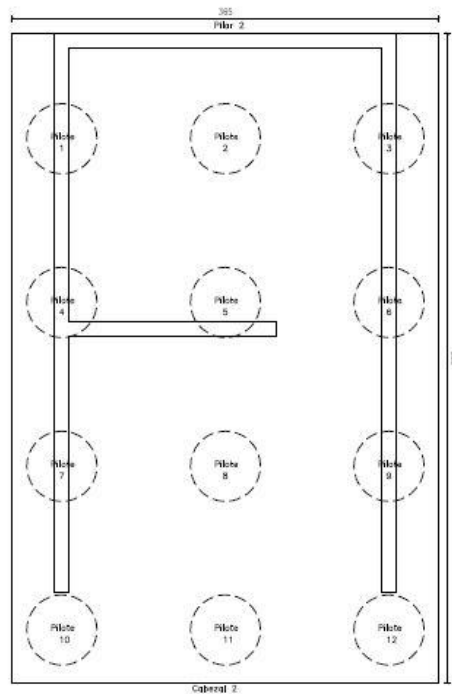


Figura 5: Geometría Cabezal 2

2.4.4 VIGAS DE FUNDACIÓN

Para la determinación de la colocación de vigas de fundación se tienen en cuenta aspectos que hacen necesaria su presencia y es en base a ellos que las clasificamos en tres subgrupos; vigas riostras, vigas centradoras y vigas de fundación bajo muros.

Las vigas riostras son aquellas cuya disposición resulta imprescindible para cimentar las pantallas que se encuentran sobre la medianera. Debido a aspectos constructivos, el pilotaje para dichas pantallas se proyecta a una distancia de aproximadamente 60 cm del eje medianero, por lo que se genera una excentricidad de primer orden (dada por la distancia entre la pantalla y el eje de los pilotes) que trae consigo un momento relativamente grande que debe ser resistido por las vigas en cuestión.

Por otra parte, según lo establecido por la Norma EHE-08, deben colocarse vigas centradoras cuya función es la de absorber momentos de segundo que puedan producirse durante el proceso constructivo por eventuales corrimientos en las posiciones de los pilotes.

En tercer lugar, se prevé la colocación de vigas de fundación debajo de todos los muros de la planta baja, de manera de que los mismos apoyen sobre ellas y estas resistan las cargas de peso propio que los mismos introducen.

Con las consideraciones mencionadas es que se determina la posición de las vigas. Para sus dimensiones se tienen en cuenta el tipo de viga, dependiendo el ancho del muro que apoya o las dimensiones necesarias para el valor de momento a absorber. Para las vigas riostras la altura debe ser tal que el ángulo que forman las bielas comprimidas con la vertical se encuentre en un rango de entre 30° y 45° y en las vigas restantes se determina teniendo en cuenta que la misma (h) debe ser mayor que su longitud sobre 12 ($h > L/12$).

Se adjunta en la tabla que sigue las dimensiones de las vigas de fundación.

<i>Viga</i>	<i>Altura (m)</i>	<i>Ancho (m)</i>
V001	13	60
V002	13	60
V003	15	60
V004	15	60
V005	30	60
V006	25	60
V007	15	60
V008	15	60
V009	25	60
V010a	30	60
V010b	30	60
V011	25	60
V012	30	60
V013	30	60
V014	30	60
V015	25	60
V016	13	60
V017	13	60
V018	13	60

V051	25	60
V052	110	75
V053	25	60
V054	25	60
V055	110	75
V056	15	60
V057	13	60
V058	15	60
V059	15	60
V060	15	60
V061	110	75
V062	30	60
V063	30	60
V064	30	60
V065	110	75
V066	25	60
V067	110	75
V068	110	60
V069	25	60
VE	15	60

Igualmente, para la determinación de la altura también se tuvo en consideración la altura de los cabezales en los que apoyan las vigas en caso que corresponda.

3 ESTADO LÍMITE DE INESTABILIDAD

Como lo estipula la Norma EHE-08, la comprobación del estado límite de inestabilidad radica en verificar que el desplazamiento máximo de los elementos rigidizantes de la estructura bajo cargas horizontales (de viento en este caso) no supere $1/750$ de la altura hasta el último piso habitable del edificio. La Norma indica que si esta verificación es efectiva basta con comprobar la estabilidad de cada soporte de manera aislada, con los esfuerzos obtenidos aplicando la teoría de primer orden y con la respectiva longitud de pandeo para cada soporte.

El primer paso para efectuar la comprobación de la estabilidad global de la estructura consta en determinar cuáles son los elementos de la misma que absorben las cargas horizontales del viento (elementos rigidizantes). Cuando la dirección del viento sea paralela a la medianera, los elementos que se encargarán de llevar los esfuerzos generados serán los pórticos que se constituyen en la mencionada dirección (se ilustran en la imagen). Para la dirección del viento perpendicular a la medianera el núcleo será el elemento encargado de resistir los esfuerzos.

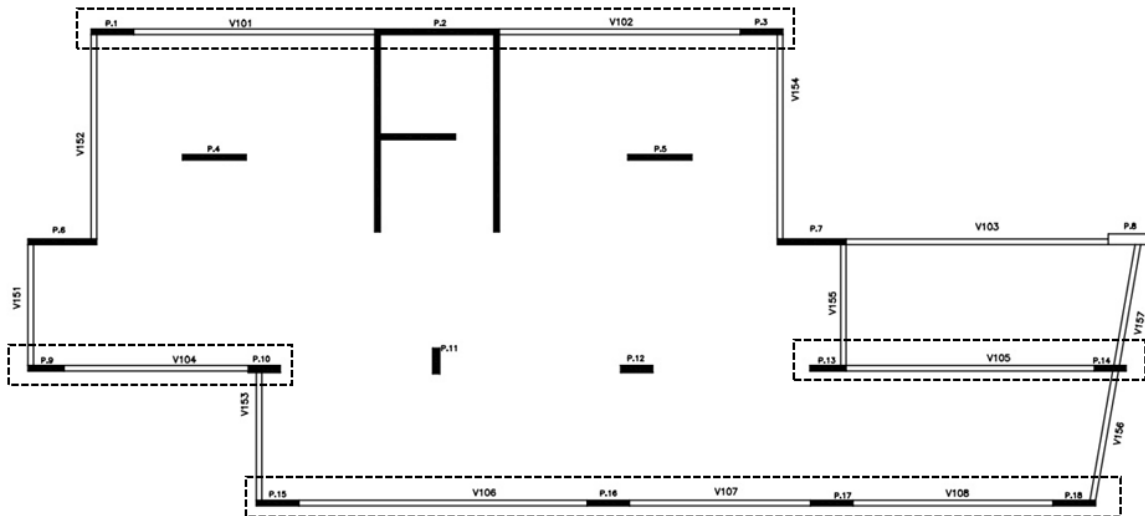


Figura 6: Pórticos contribuyentes al Viento paralelo a la medianera

Cabe resaltar que el pórtico constituido por las vigas V106-V107-V108 así como el conformado por la V105 y los pilares P13 y P14 mueren en el nivel 6 del edificio mientras que el pórtico conformado por las vigas V101-V102 se extiende en la totalidad de la altura de la estructura. A partir del nivel 7 se consideran como elementos rigidizantes el pórtico formado por las vigas V101-V102 y un nuevo pórtico que está integrado por las vigas V403-V404-V405-V406 que se extiende hasta el último piso de la edificación.

3.1 VIENTO PARALELO A LA MEDIANERA

Como se dijo anteriormente, los elementos que se encargan de llevar la carga de viento paralela a la medianera son los pórticos antes definidos. Con ellos se genera un modelo computacional en el programa SAP2000, en el que se consideran a los mismos unidos mediante bielas, estas últimas modeladas de manera tal que impongan la compatibilización de desplazamiento horizontal de los diferentes pórticos. La suposición de que todos los pórticos se desplazan lo mismo se basa en que se considera la hipótesis (bastante próxima al comportamiento real de la estructura) de que las losas son rígidas en su plano. Además, debe tenerse en cuenta que los pilares que conforman los pórticos se modelan como simplemente apoyados y que las cargas de viento se introducen como ya fue explicado en el Capítulo 1.4.3. A continuación se presenta una imagen con el modelo generado en la mencionada herramienta computacional, con las respectivas cargas de viento.

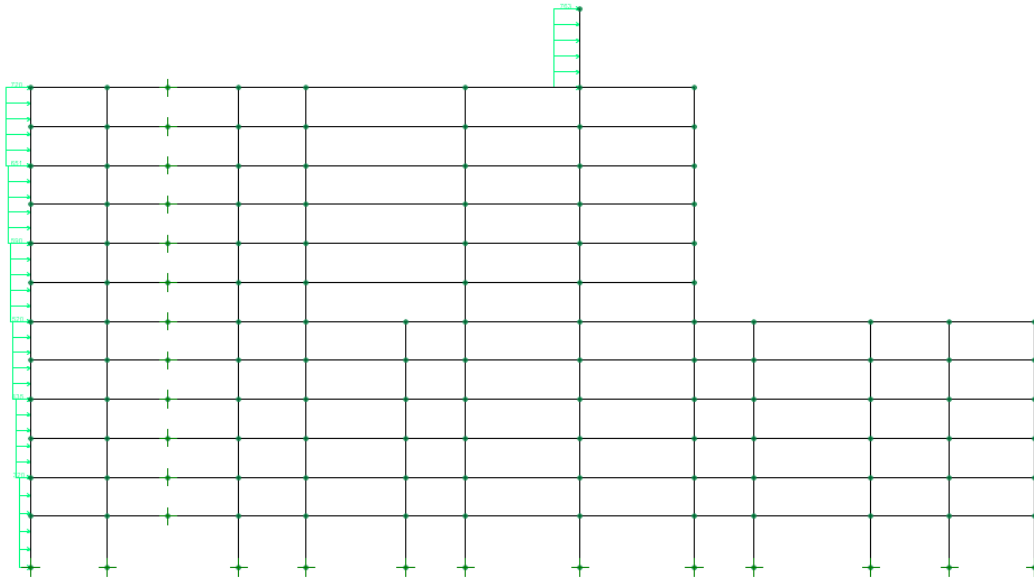


Figura 7: Modelado de Pórticos contribuyentes a Viento paralelo a medianera

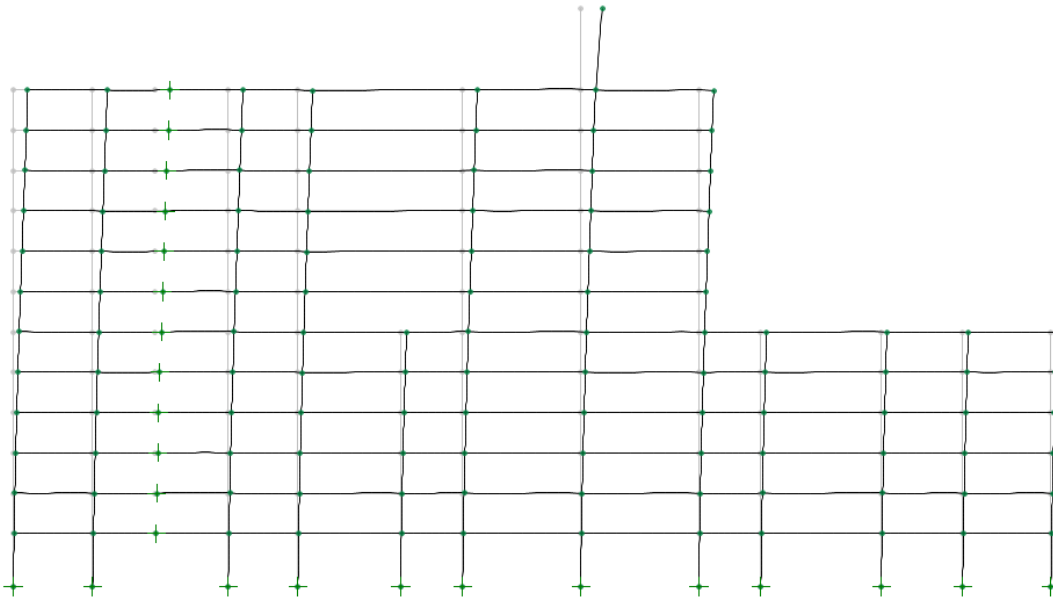


Figura 8: Deformación de Pórticos contribuyentes a Viento paralelo a medianera

La deformada que se obtiene debido a las cargas de viento y de peso propio de la estructura se ilustra en la imagen que sigue.

Teniendo en cuenta que la estructura tiene 11 pisos habitables, y considerando que la altura de cada uno es de $2,6\text{ m}$ se deduce que se tiene una altura habitable total de $28,6\text{ m}$. Se obtiene el máximo desplazamiento lateral del pórtico en el piso 11 y se compara con el límite admisible impuesto por Norma:

$$\Delta \leq H/750$$

Considerando la altura total del edificio de $28,6\text{ m}$ el desplazamiento lateral admisible que se obtiene es de $3,81\text{ cm}$.

El valor del desplazamiento lateral arrojado por el modelo computacional, evaluado en el piso 11 de la edificación es de:

$$\Delta = 8,40\text{ mm} < 38,10\text{ mm}$$

Dado que el valor del desplazamiento lateral Δ es menor al admisible es posible afirmar que se cumplen las condiciones del Estado Límite y por lo tanto para las cargas de viento con dirección paralela a la medianera no se tienen problemas de inestabilidad global.

3.2 VIENTO PERPENDICULAR A LA MEDIANERA

Como ya fue mencionado, el viento con dirección perpendicular a la medianera es completamente absorbido por el núcleo formado por las pantallas que rodean el ascensor y las escaleras.

Para obtener el desplazamiento lateral que genera este viento se modela el núcleo en SAP2000, considerándolo como una columna (con inercias iguales a las inercias reales del núcleo) con las cargas de viento correspondientes y empotrándolo en la fundación. La siguiente imagen ilustra la deformación del núcleo debida a las cargas de viento perpendicular a la medianera.

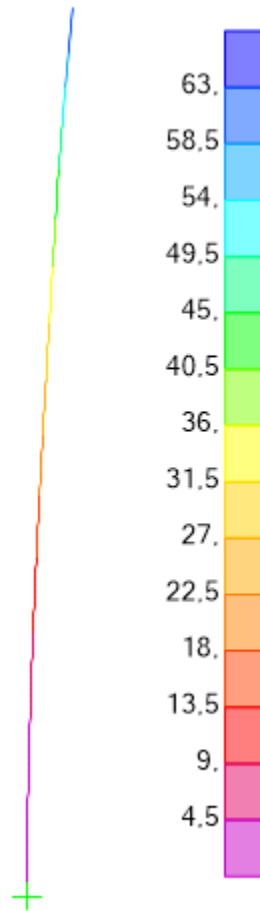


Figura 9: Deformada Núcleo contribuyente a Viento perpendicular a medianera

El valor de desplazamiento lateral arrojado por el programa es de: $\Delta = 27,09 \text{ mm}$

Recordando que máximo desplazamiento lateral admisible era de $38,10 \text{ mm}$ es posible afirmar que se verifica el Estado Límite de Inestabilidad cuando el viento actúa de manera perpendicular a la medianera.

4 DISEÑO DE LOSAS

4.1 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

4.1.1 ESTADO LÍMITE DE DEFORMACIONES

Para la comprobación del Estado Límite de Deformaciones para las losas de la estructura es conveniente puntualizar ciertas definiciones que diferencian los tipos de flecha que las losas pueden experimentar.

- Flecha instantánea: Es la producida por una carga en el momento en que esta se aplica.
- Flecha diferida: Debido al comportamiento reológico del hormigón, cuando una carga permanece aplicada la flecha instantánea producida aumenta con el paso del tiempo.
- Flecha total a plazo infinito: Es la flecha instantánea más la diferida generada por las cargas permanentes desde el momento de su aplicación.
- Flecha activa: Es definida con respecto a un elemento dañable (como puede ser un muro de mampostería). Es la parte de flecha del elemento estructural que afecta al elemento dañable.

El historial de cargas de la edificación es fundamental para la determinación de flechas en losas de hormigón ya que la deformación que se produce depende de factores temporales; por ejemplo, el tiempo durante el cual actúa la carga influye en la flecha que se produce, así como también es determinante la edad del hormigón en el momento de aplicación de la carga.

Analizar el comportamiento de las deformaciones en el tiempo permite considerar los efectos en la estructura de la fluencia y retracción. Dado que el cálculo preciso de las flechas diferidas resulta bastante complejo se opta por utilizar un método aproximado para el cual es necesario definir el historial de cargas que tiene la estructura.

Historial de Cargas

El historial de cargas considerado tiene en cuenta tres estados de carga que se describen a continuación.

- Estado de peso propio (PP): Entra en carga en un tiempo $t = t_0 = 2 \text{ semanas}$ en el momento en que se desapuntala la estructura y el hormigón es el que debe soportar su propio peso.
- Estado de carga de muros (CM): Se considera que entra en carga al mes de construida la estructura (es decir que al mes de construida la estructura se comienzan a levantar los muros).
- Estado de sobrecarga (SC): Se estima que este estado entra en carga a los seis meses de construida la estructura.

Una vez definido el historial de cargas es posible implementar el método aproximado que brinda la Norma para la determinación de las flechas diferidas. Esta propone la obtención de la flecha adicional diferida (debida a cargas de larga duración) multiplicando la flecha instantánea debida a cargas permanentes por el factor:

$$\lambda = \frac{\xi(t) - \xi(j)}{1 + 50\rho'}$$

Donde ρ' es la cuantía geométrica de la armadura comprimida en la sección, y ξ es un coeficiente que depende de la duración de la carga, siendo j la edad de carga y t la edad de cálculo de la flecha.

Teniendo en cuenta el historial de cargas y los tiempos de entrada en carga de cada estado se obtienen los diferentes valores de ξ .

$$\xi_{2 \text{ Semanas}} = 0,5$$

$$\xi_{1 \text{ Mes}} = 0,7$$

$$\xi_{6 \text{ Meses}} = 1,2$$

$$\xi_{\infty} = 2$$

Considerando nula la cuantía geométrica de la armadura comprimida se tendrá que $\lambda = \xi(t) - \xi(j)$. De esta manera se pueden encontrar los coeficientes λ asociados a cada estado de carga a partir de las consideraciones adoptadas para el historial de cargas. Cabe resaltar que dichos coeficientes se terminan para un tiempo $t = \infty$ ya que se quiere determinar la flecha total a tiempo infinito.

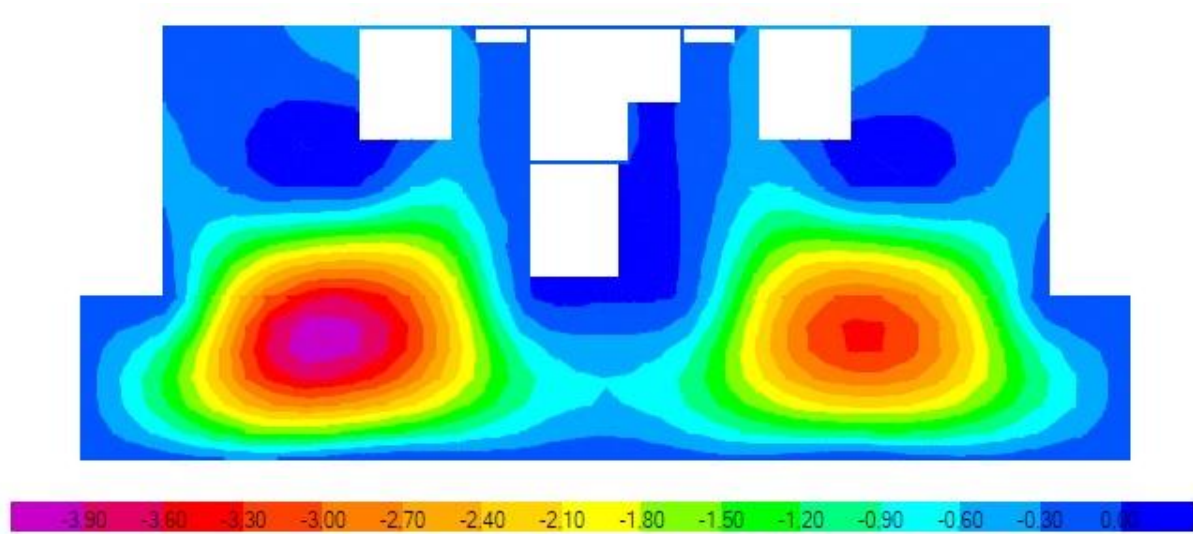
$$\lambda_{PP} = \xi_{\infty} - \xi_{2 \text{ Semanas}} = 1,5$$

$$\lambda_{CM} = \xi_{\infty} - \xi_{1 \text{ Mes}} = 1,3$$

$$\lambda_{SC} = \xi_{\infty} - \xi_{6 \text{ Meses}} = 0,8$$

La verificación del Estado Límite de Deformaciones consistirá en comprobar que la flecha total no supere un máximo admisible (determinado en la Norma) y que la flecha activa sea menor a la admisible (también otorgada por la Norma).

En la imagen que sigue se ilustra, en forma representativa, el diagrama de deformaciones arrojado por SAP2000 para el índice 600.



Flecha Total

Para hallar la flecha total de cada losa es necesario en primer lugar determinar la flecha instantánea que producen las cargas mencionadas previamente. Esto último se lleva a cabo en la herramienta computacional SAP2000, que arroja la flecha generada por cada uno de los estados de carga, teniendo en cuenta el Módulo de Young del hormigón correspondiente a cada edad de carga. Una vez determinada la flecha instantánea generada por cada estado de carga se multiplica la misma por el factor $1 + \lambda$ asociado a dicho estado y se obtiene la flecha total respectiva a cada estado. Sumando estas últimas se obtiene el valor de la flecha total de la losa.

Lo anterior puede resumirse en la ecuación que sigue:

$$f_{total} = f_{inst,PP} (1 + \lambda_{PP}) + f_{inst,CM} (1 + \lambda_{CM}) + f_{inst,SC} (1 + 0,3 \cdot \lambda_{SC})$$

Debe mencionarse que la flecha diferida asociada al estado de sobrecarga se multiplica por un coeficiente de 0,3 porque se considera que solo el 30% de la sobrecarga actúa de forma permanente sobre la estructura. En otras palabras se considera que el valor cuasi-permanente de la sobrecarga es igual al 30% de la misma.

La comprobación de las flechas totales consiste, en un principio, en verificar la siguiente inequación:

$$f_{total} \leq L/300$$

El procedimiento que se lleva a cabo para la verificación consiste en primer lugar en identificar cuál es el punto en el que se da la flecha máxima total. Con centro en dicho punto se traza una circunferencia de diámetro $D = 300 \cdot f_{total}$ y se verifica que no haya ningún elemento rígido dentro del círculo delimitado. En aquellos casos en los que no haya elementos rígidos dentro del círculo podrá afirmarse que la flecha total es menor a la admisible y por lo tanto se verifica el estado límite.

A continuación se presenta a modo de ejemplo, la circunferencia trazada para el índice 600. En la imagen puede observarse que no caen elementos rígidos dentro del círculo por lo que puede afirmarse que se verifica el Estado Límite de Deformación para la mencionada losa.

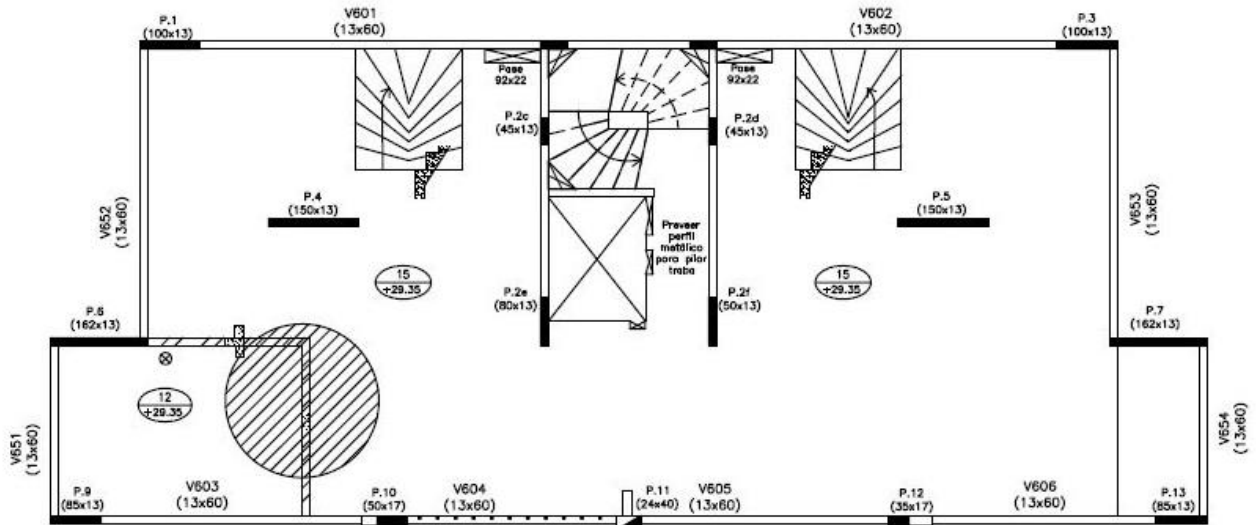


Figura 10: Deformación Índice 600

Flecha Activa

La verificación de la flecha activa asociada a elementos dañables se impone para determinar si los muros pueden deformarse junto con la losa sin fisurarse. La exigencia que impone la Norma para este tipo de flechas es la que sigue:

$$f_{activa} \leq L/400$$

Se decide traducir la verificación de la flecha activa a una comprobación asociada a los giros generados en cada punto de la losa. Si se trabaja en el supuesto de que la deformación de la losa tiene un andamiaje parabólico, para una distancia L entre dos puntos de la losa se podrá asumir que la relación entre el giro θ y la flecha activa será:

$$\theta \approx \frac{2 \cdot f_{activa}}{L/2} = \frac{4 \cdot f_{activa}}{L}$$

A partir de la ecuación anterior se deduce que la verificación de $f_{activa} \leq L/400$ es análoga a verificar que en ningún punto de la losa se supere el valor de giro admisible:

$$\theta_{adm} = \frac{4 \cdot 1}{400} = 0,01 = 10 \times 10^{-3}$$

En la tabla que se presenta a continuación se exponen los valores máximos obtenidos para la flecha instantánea asociada a cada estado de carga, la flecha total asociada (teniendo en cuenta los efectos que dependen del tiempo – retracción y fluencia-) y el diámetro hallado con el cual se traza

el círculo. Por otro lado se presenta el valor de la flecha activa, los giros máximos instantáneos obtenidos para cada estado de carga y el giro total, que tiene en cuenta los efectos diferidos.

Índice	Verif. Flecha Total					Verif. Flecha Activa/Giros				
	$f_{inst,PP}$ (mm)	$f_{inst,CM}$ (mm)	$f_{inst,SC}$ (mm)	f_{total} (mm)	D (m)	f_{activa} (mm)	$\theta_{inst,PP}$ $\times 10^{-3}$	$\theta_{inst,CM}$ $\times 10^{-3}$	$\theta_{inst,SC}$ $\times 10^{-3}$	θ_{total} $\times 10^{-3}$
100	0,80	1,10	0,30	4,92	1,48	2,85	0,60	0,78	0,45	3,84
200	0,80	1,10	0,36	4,97	1,56	2,91	1,37	0,45	1,02	5,72
300	0,81	1,27	0,56	5,65	1,70	3,40	0,91	0,12	0,73	3,46
400	1,50	0,82	0,65	6,43	1,93	3,82	1,15	0,43	0,48	4,46
500	1,53	0,43	0,56	5,52	1,67	3,25	1,52	0,39	0,43	5,22
600	1,70	1,26	1,10	8,50	2,55	5,20	1,27	0,69	0,49	5,38
700	0,66	0,00	0,38	2,13	0,64	1,33	2,53	0,01	0,39	6,83

4.2 ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

4.2.1 ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES

Para el diseño de losas se realiza un estudio en estado límite último. Se considera una malla inferior base de $\phi 10/20$ en ambos sentidos, por encima se coloca refuerzo en caso de que sea necesario. En cambio, para la armadura superior se opta por no colocar una malla base, por lo tanto, para cada zona se calcula la armadura necesaria.

Para la determinación de la capacidad última de la armadura se utiliza un brazo de **13 cm** para el momento en la dirección x , es decir la armadura según y . Siguiendo el mismo razonamiento, para la armadura dispuesta según la dirección x se usa un brazo de **12,5 cm**. Los momentos resistentes son $M_u = 2117 \text{ kgm/m}$ y $M_u = 1946 \text{ kgm/m}$ respectivamente.

El análisis se realiza a partir del modelo de elemento plano por medio del SAP2000. Se realiza una integración de los momentos en anchos representativos de cada zona a estudiar.

Para el cálculo de la armadura se tuvo en cuenta una reducción del momento negativo que devuelve el modelo, debido a que en la práctica es usual que el brazo real de la armadura negativa se vea disminuido por prácticas constructivas no adecuadas. Esta reducción es de un 15%, es decir, $M_u^- = 0,85M_{SAP}$. Teniendo en cuenta lo anterior, para el cálculo de la armadura positiva, se procede al aumento del resultado que se obtiene a partir del programa. Esto se logra reduciendo localmente la rigidez de la losa, en las zonas de momento negativo hasta que se cumpla que el momento integrado es un 85% del momento original.

Índice 100

Armadura Positiva según X

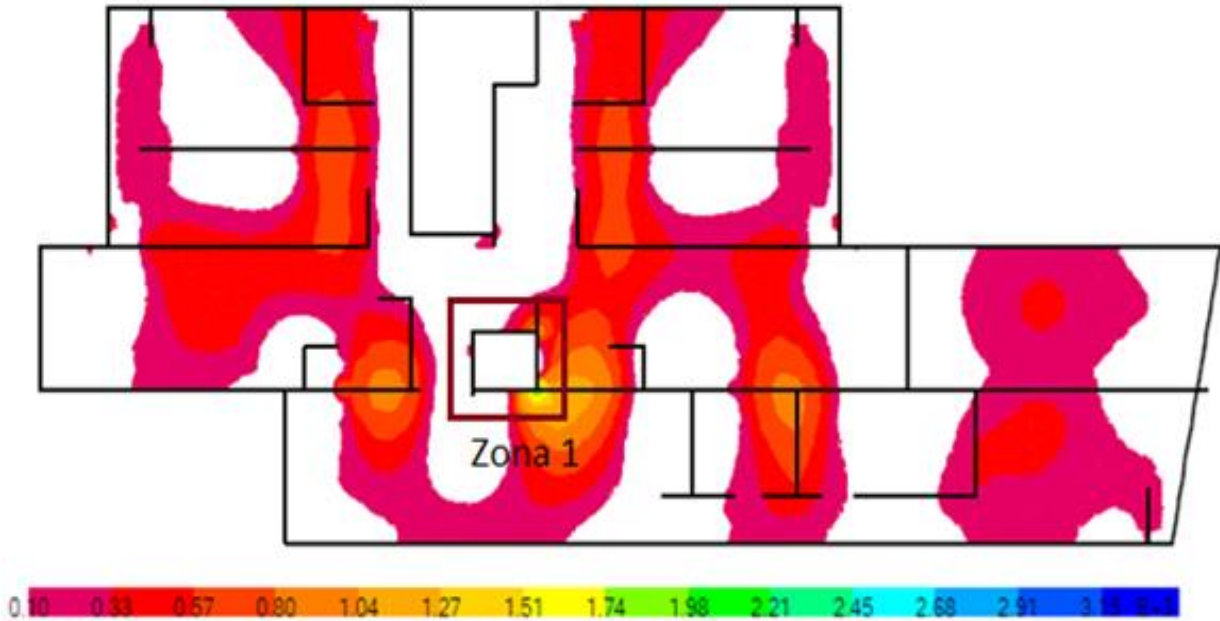


Figura 11: Momento Positivo, según "y" índice 100 (kgm/m)

Los momentos positivos son absorbidos por la malla base y se coloca una armadura de refuerzo alrededor del hueco de $3\phi 10/20$ anclados en la losa.

Armadura Positiva según Y

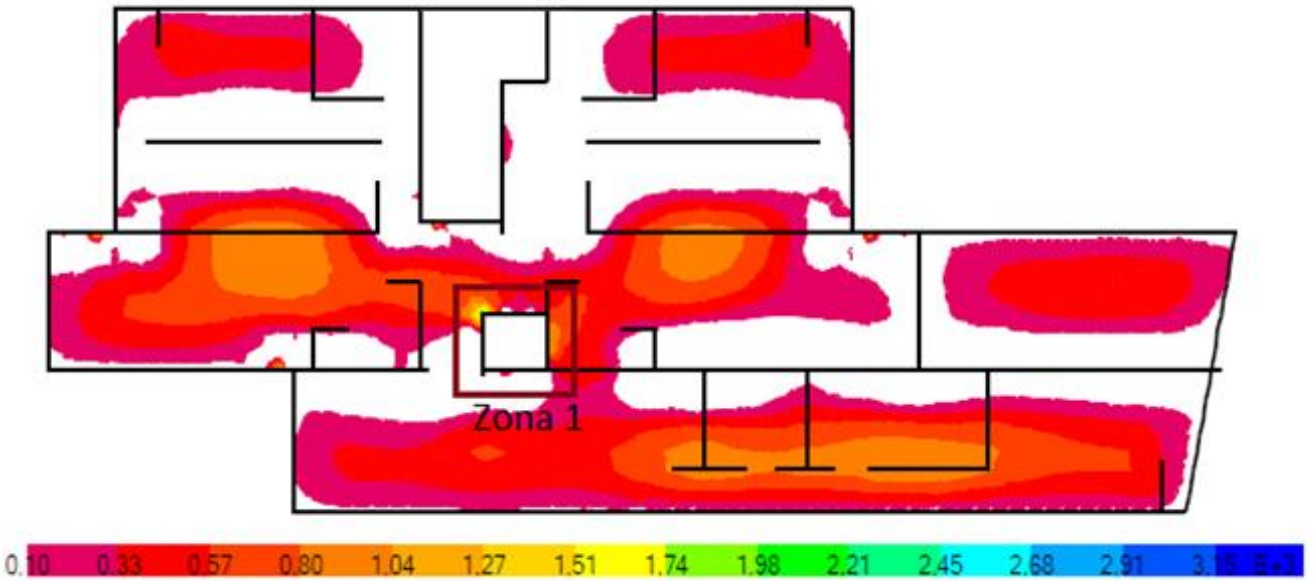


Figura 12: Momento positivo, según "x" índice 100 (kgm/m)

Los momentos positivos son absorbidos por la malla base y se coloca una armadura de refuerzo alrededor del hueco de 3φ12/20 anclados en la losa.

Armadura Negativa según X

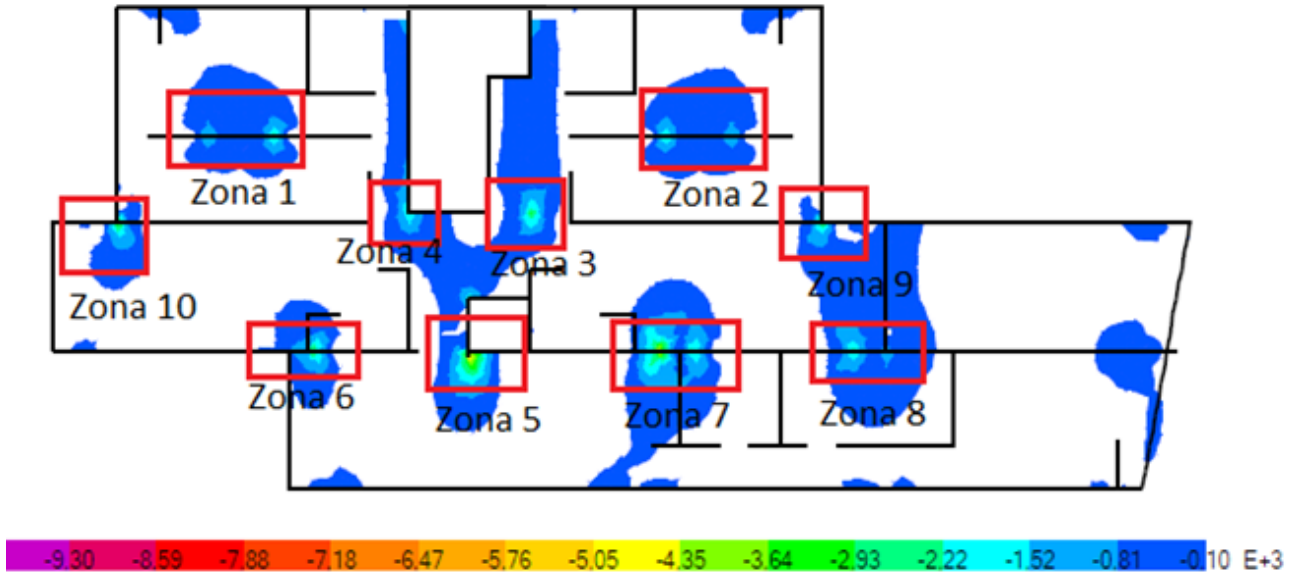


Figura 13: Momento negativo, según "y" índice 100 (kgm/m)

Tabla 2 Armadura negativa según "x"

Zona	M_{max} (kgm)	$A_{s,nec}$ (cm ²)	Armadura
1	4301,0	7,99	φ10/20
2	4029,0	7,46	φ10/20
3-4	3612,5	6,65	φ10/20
5	6400,5	12,20	φ12/18
6	3884,5	7,18	φ10/20
7	8729,5	17,19	φ16/20
8-9	4964,0	9,29	φ10/15
10	5792,8	10,96	φ12/18

Armadura Negativa según Y

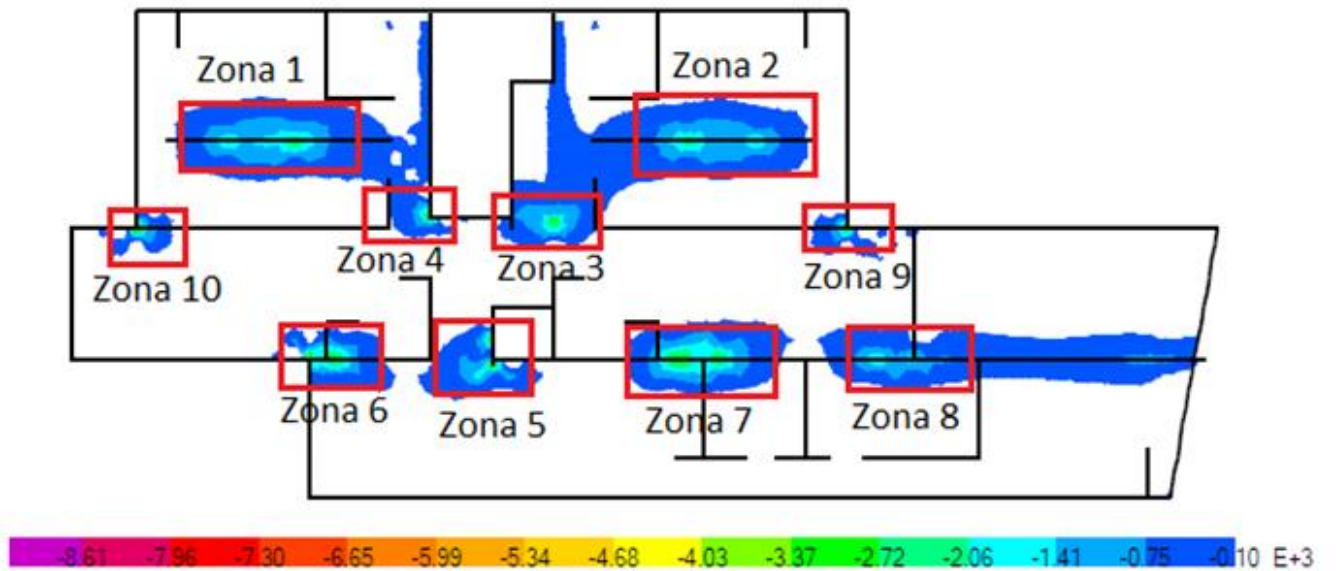


Figura 14: Momento negativo, según "x" índice 100 (kgm/m)

Tabla 3 Armadura Negativa según "y"

Zona	M_{max} (kgm)	$A_{s,nec}$ (cm ²)	Armadura
1	3165,2	5,87	φ10/20
2	2954,8	5,46	φ10/20
3	3769,8	6,96	φ10/15
4	2978,4	5,49	φ10/15
5	7722,3	14,99	φ12/15
6	6383,5	12,17	φ12/15
7	4075,8	7,55	φ10/20
8	3884,5	7,18	φ10/15
9	3729,8	6,96	φ10/15
10	4498,2	8,49	φ10/15

Índice 200

Armadura Positiva según x

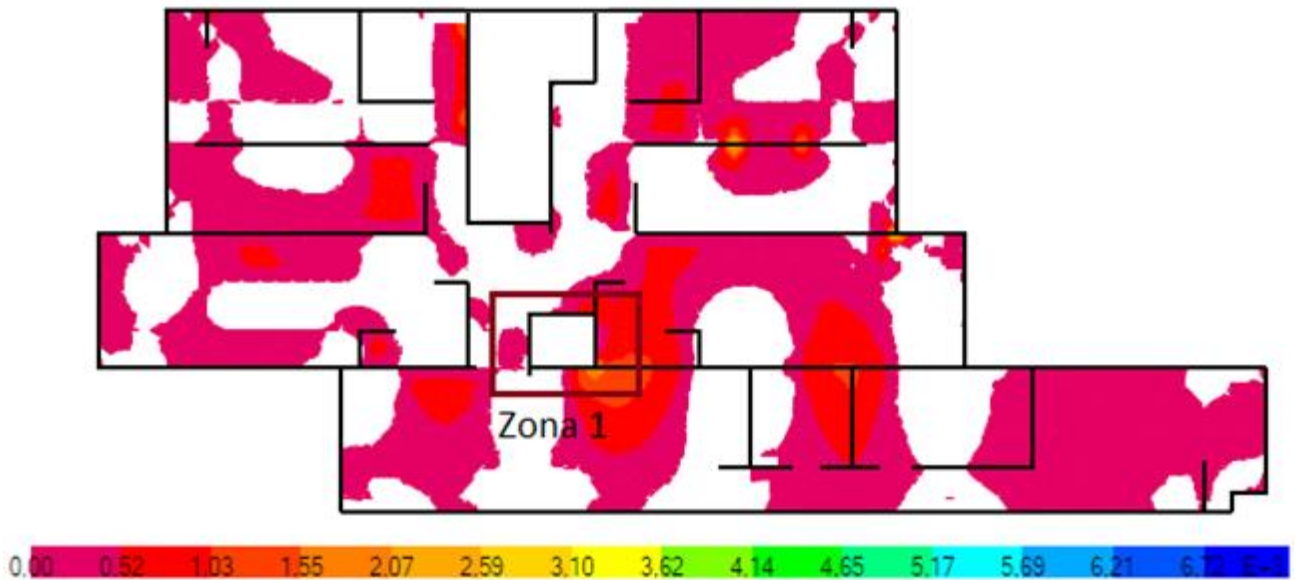


Figura 15: Momento positivo, según "y" índice 200 (kgm/m)

Los momentos positivos son absorbidos por la malla base y se coloca una armadura de refuerzo alrededor del hueco de $3\phi 10/20$ anclados en la losa.

Armadura Positiva según Y

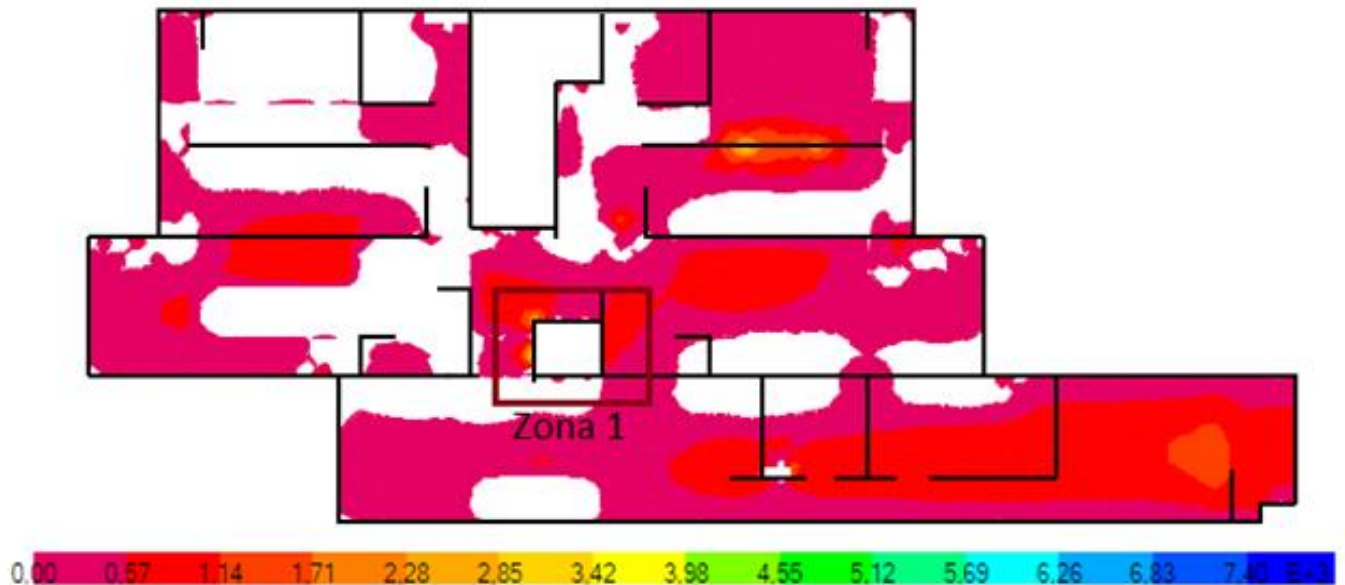


Figura 16: Momento positivo, según "x" índice 200 (kgm/m)

Los momentos positivos son absorbidos por la malla base y se coloca una armadura de refuerzo alrededor del hueco de $3\phi 10/20$ anclados en la losa.

Armadura Negativa según X

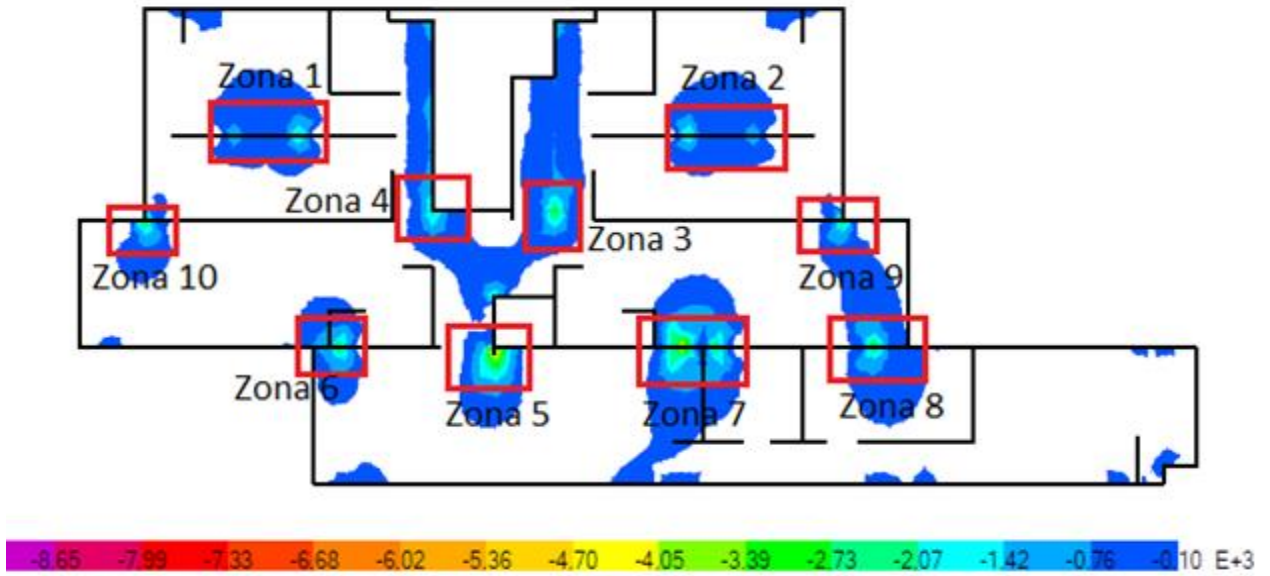


Figura 17: Momento negativo, según "y" índice 200 (kgm/m)

Tabla 4 Armadura Negativa según x

Zona	M_{max} (kgm)	$A_{s,nec}$ (cm ²)	Armadura
1	4241,5	7,87	φ10/20
2	4054,5	7,51	φ10/20
3-4	3876,0	7,16	φ10/20
5	6596,0	12,61	φ12/18
6	3867,5	7,14	φ10/20
7	8644,5	17,00	φ16/25
8	5720,5	10,81	φ10/15
9	4226,6	7,98	φ10/15
10	4672,9	8,89	φ12/20

Armadura Negativa según Y

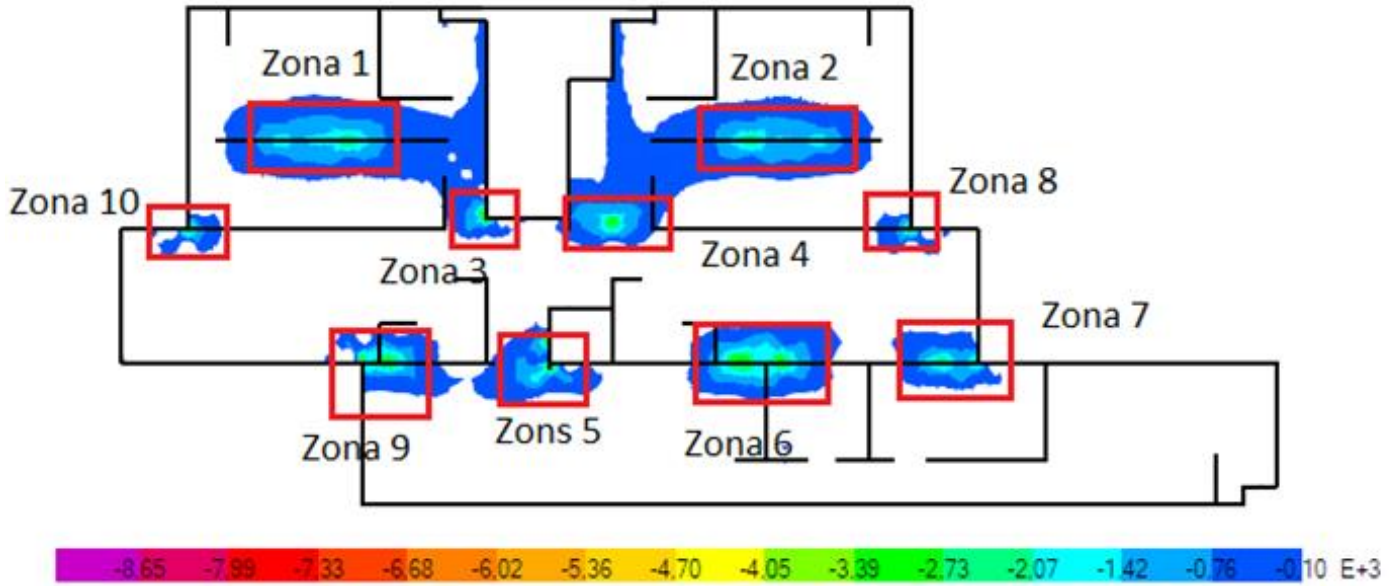


Figura 18: Momento negativo, según "x" índice 200 (kgm/m)

Tabla 5 Armadura Negativa según y

Zona	M_{max} (kgm)	$A_{s,nec}$ (cm ²)	Armadura
1	3181,1	5,90	φ10/20
2	2996,3	5,54	φ10/20
3	4233,0	7,85	φ10/20
4	3455,3	6,44	φ10/18
5	7769,0	15,09	φ12/15
6	5652,5	10,67	φ10/15
7	4165,0	7,72	φ10/20
8	2254,2	4,16	φ10/20
9	4328,2	8,06	φ10/18
10	4039,2	7,57	φ10/15

Índice 300

Armadura Positiva según X

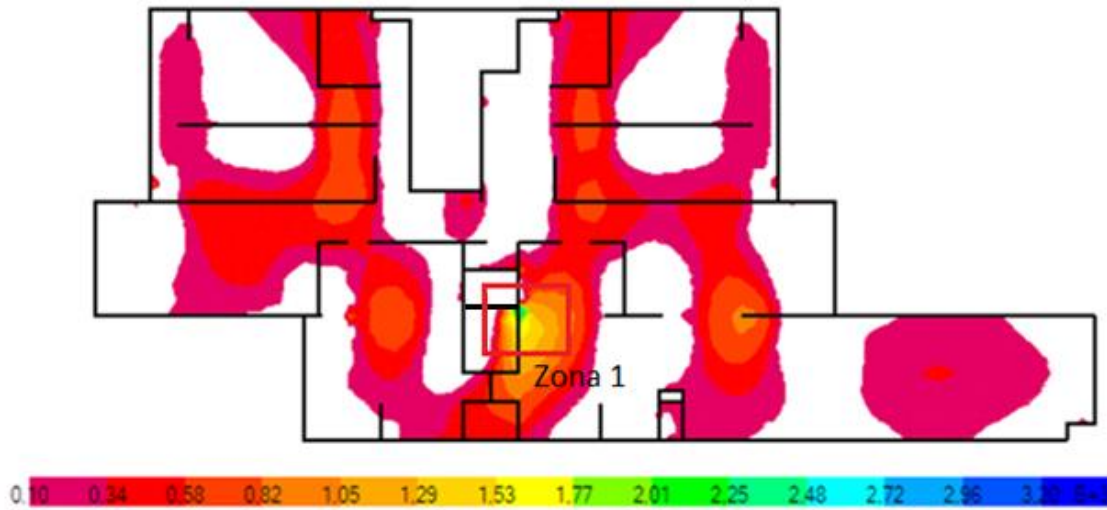


Figura 19: Momento positivo, según "y" índice 300 (kgm/m)

Los momentos positivos son absorbidos por la malla base y se coloca una armadura de refuerzo alrededor del hueco de $3\phi 10/20$ anclados en la losa.

Armadura Positiva según Y

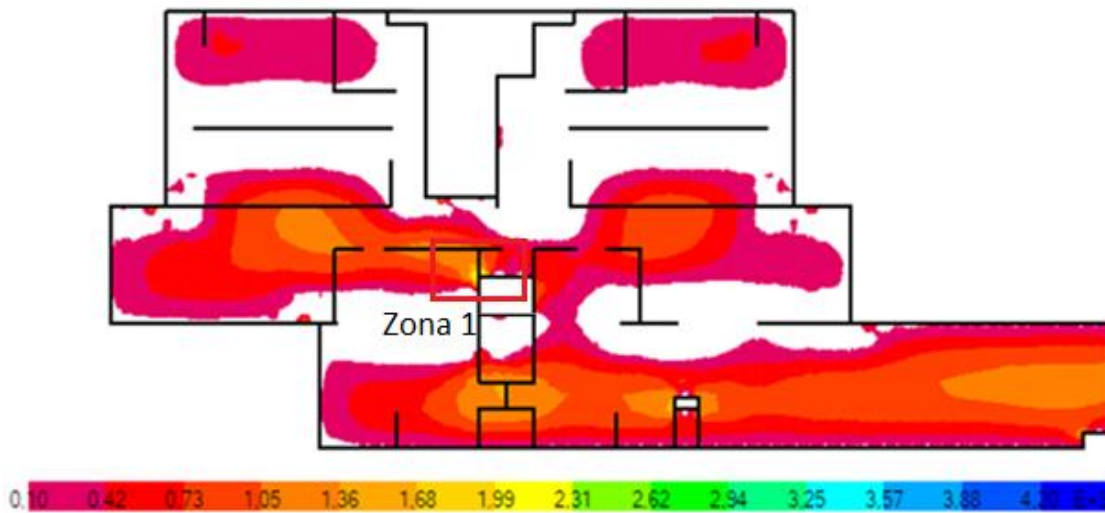


Figura 20: Momento positivo, según "x" índice 300 (kgm/m)

Los momentos positivos son absorbidos por la malla base y se coloca una armadura de refuerzo alrededor del hueco de $3\phi 10/20$ anclados en la losa.

Armadura Negativa según X

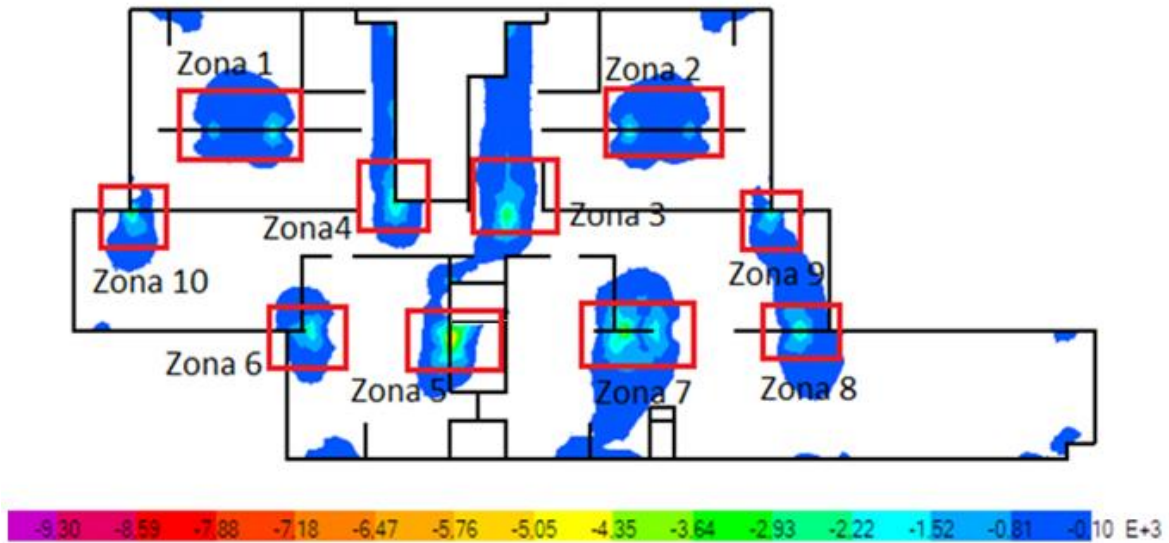


Figura 21: Momento negativo, según "y" índice 300 (kgm/m)

Tabla 6 Armadura Negativa según "x"

Zona	M_{max} (kgm)	$A_{s,nec}$ (cm ²)	Armadura
1	4335,0	8,05	φ10/20
2	3961,0	7,32	φ10/20
3	4547,5	8,47	φ10/20
4	3825,0	7,06	φ10/20
5	7412,0	14,32	φ12/15
6	3459,5	6,36	φ8/15
7	8619,0	16,94	φ16/16
8	5482,5	10,33	φ10/15
9	5465,5	10,30	φ10/15
10	5210,5	9,78	φ10/15

Armadura Negativa según Y

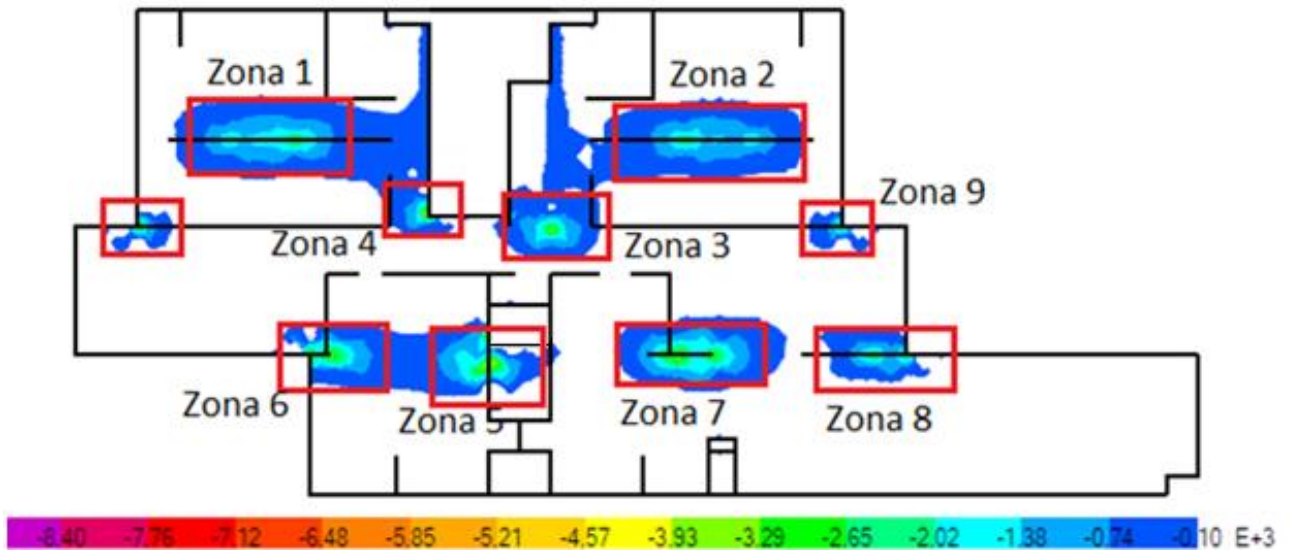


Figura 22: Momento negativo, según "x" Índice 300 (kgm/m)

Tabla 7 Armadura Negativa según "y"

Zona	M_{max} (kgm)	$A_{s,nec}$ (cm ²)	Armadura
1	4505,0	8,39	φ10/20
2	4097,0	7,59	φ10/20
3	5491,0	10,35	φ10/15
4	3207,9	6,03	φ10/15
5-6	8058,0	15,71	φ12/15
7	4556	8,49	φ10/20
8	1897,2	3,54	φ10/20
9-10	4066,4	7,62	φ10/15

Índice 400

Armadura Positiva según X

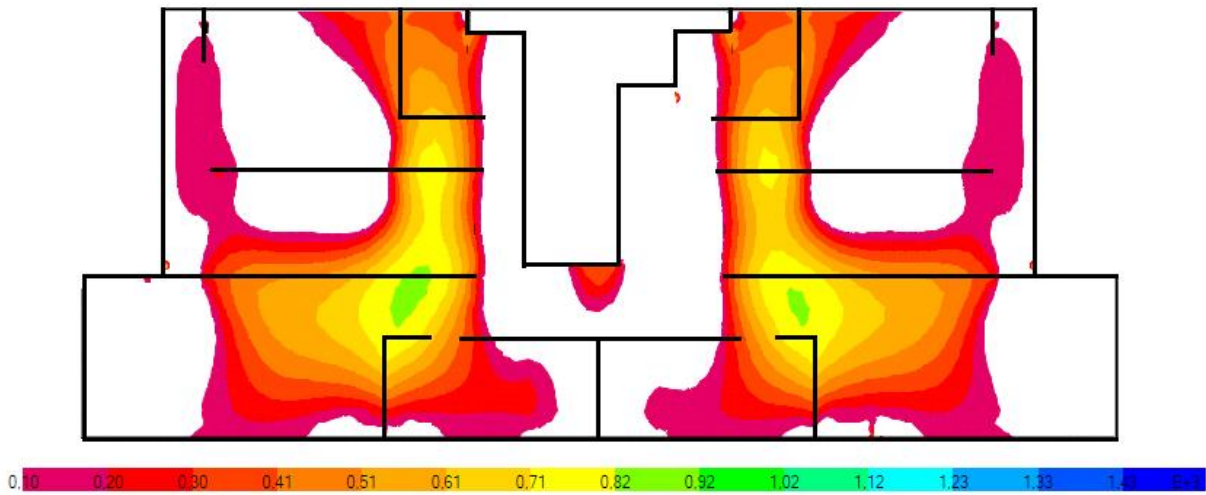


Figura 23: Momento Positivo según "y" índice 400 (kgm/m)

Armadura Positiva según Y

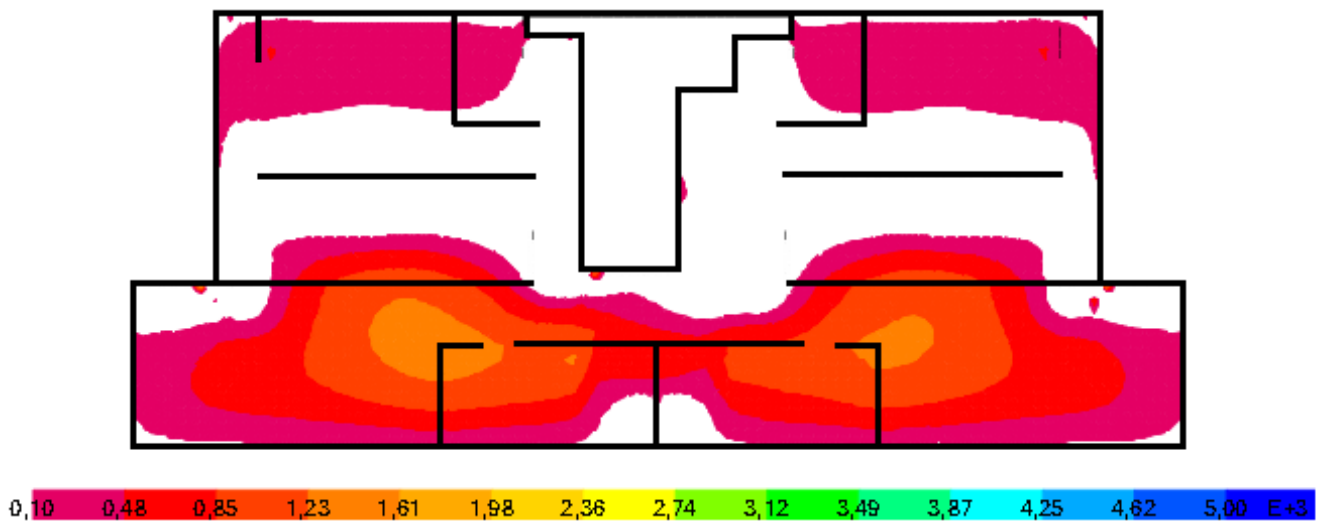


Figura 24: Momento Positivo según "x" índice 400 (kgm/m)

La armadura inferior base es suficiente para absorber los esfuerzos generados, no se debe colocar refuerzo.

Armadura Negativa según X

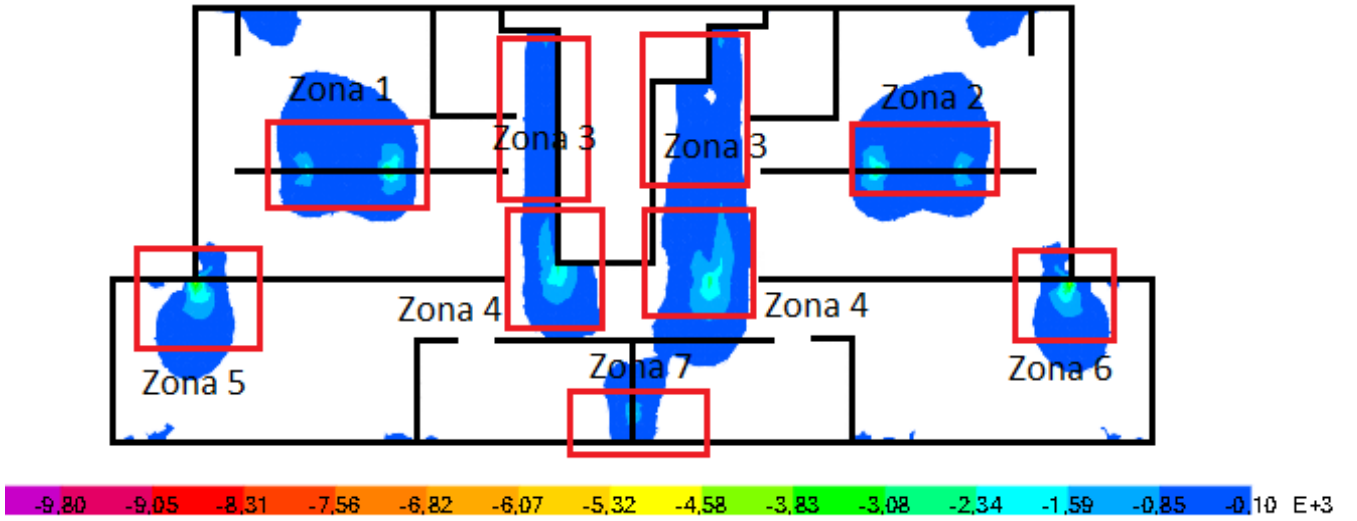


Figura 25: Momento Negativo según "y" Índice 400 (kgm/m)

Tabla 8 Armadura Negativa según "x"

Zona	M_{max} (kgm)	$A_{s,nec}$ (cm ²)	Armadura
1	6800,0	13,03	ϕ 12/18
2	6375,0	12,15	ϕ 12/18
3	2261,0	4,10	ϕ 8/20
4	4845,0	9,08	ϕ 10/15
5	8075,0	15,85	ϕ 16/25
6	7832,8	15,32	ϕ 16/25
7	1402,5	2,55	ϕ 8/20

Armadura Negativa según Y

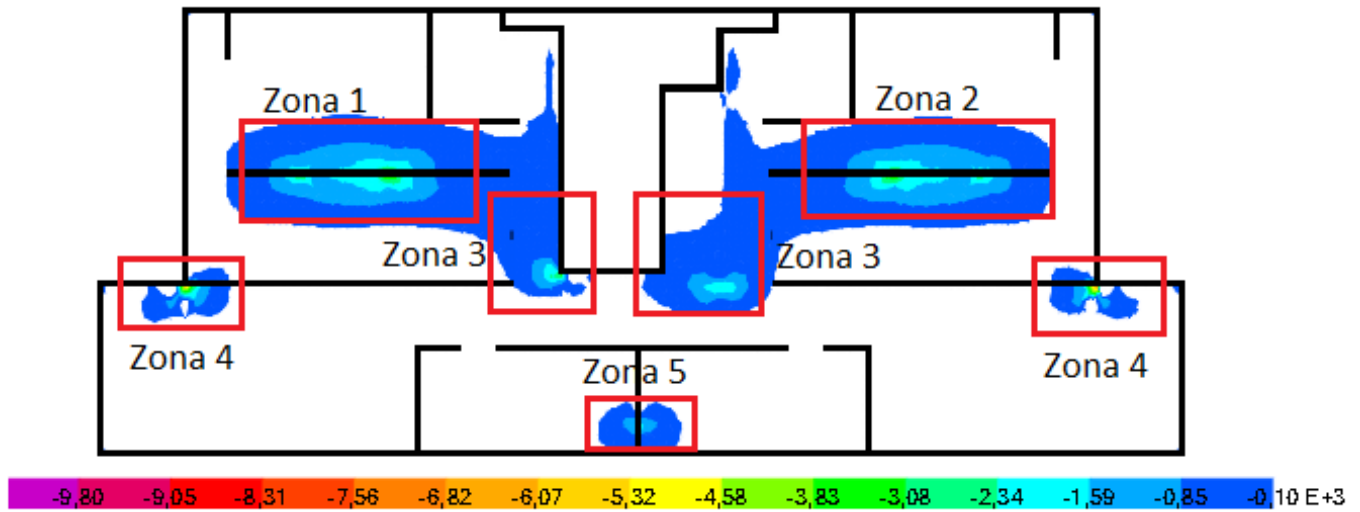


Figura 26: Momento Negativo según "x" índice 400 (kgm/m)

Tabla 9 Armadura Negativa según "y"

Zona	M_{max} (kgm)	$A_{s,nec}$ (cm ²)	Armadura
1	4783,0	9,91	ϕ 12/20
2	4783,0	9,91	ϕ 12/20
3	3748,5	7,59	ϕ 12/15
4	4808,9	10,05	ϕ 12/15
5	5335,9	11,28	ϕ 12/15
6	3264,0	6,60	ϕ 8/15

Índice 500

Armadura Positiva según X

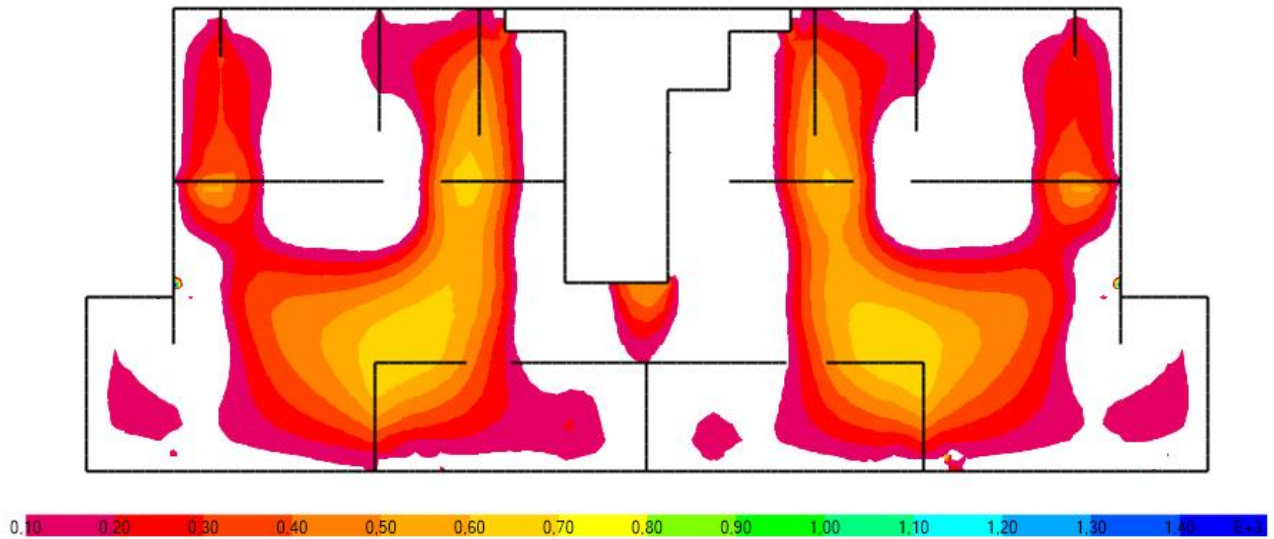


Figura 27: Momento positivo, según "y" índice 500 (kgm/m)

Armadura Positiva según Y

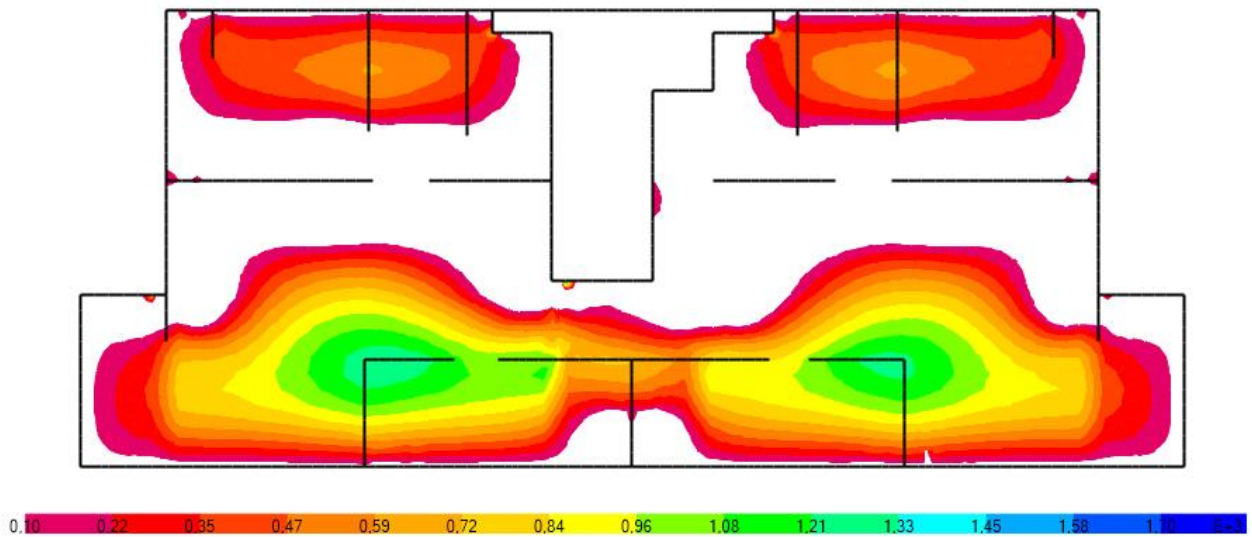


Figura 28: Momento positivo, según "x" índice 500 (kgm/m)

La armadura inferior base es suficiente para absorber los esfuerzos generados, no se debe colocar refuerzo.

Armadura Negativa según X

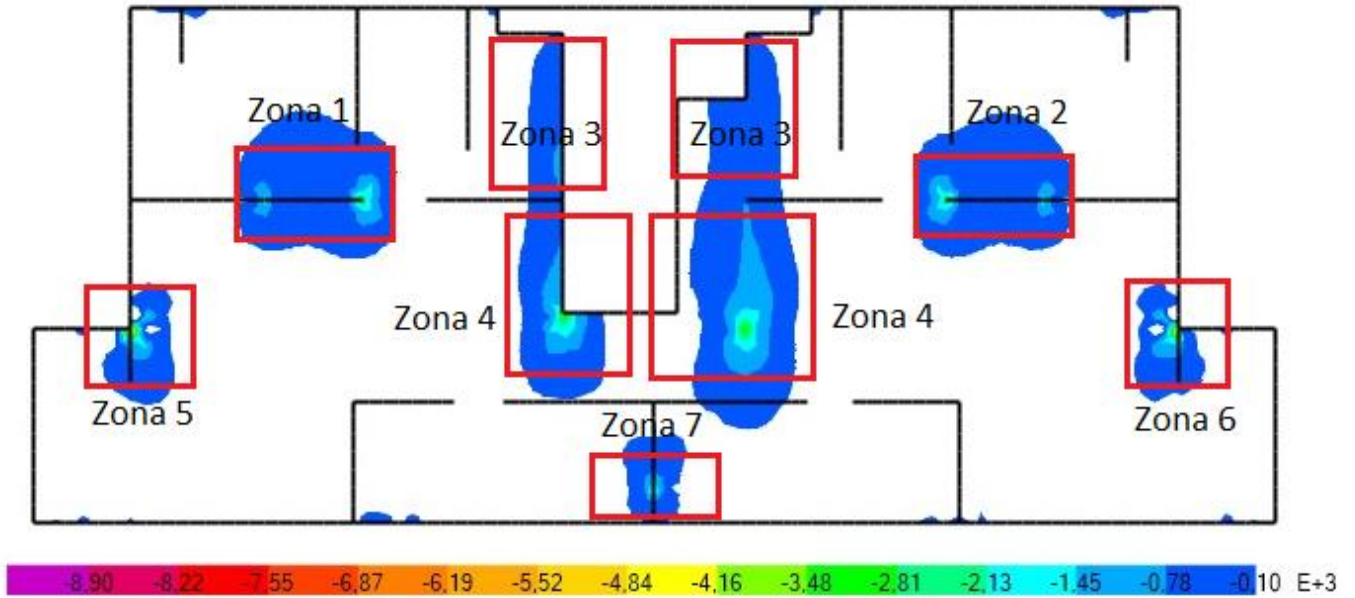


Figura 29: Momento negativo, según "y" índice 500 (kgm/m)

Tabla 10 Armadura Negativa según "x"

Zona	M_{max} (kgm)	$A_{s,nec}$ (cm ²)	Armadura
1	5270	9,90	φ12/20
2	5270	9,90	φ12/20
3	2099,5	3,80	φ8/20
4	4199	7,81	φ10/20
5	7267,5	14,09	φ16/25
6	7267,5	14,09	φ16/25
7	1309	2,38	φ8/20

Armadura Negativa según Y

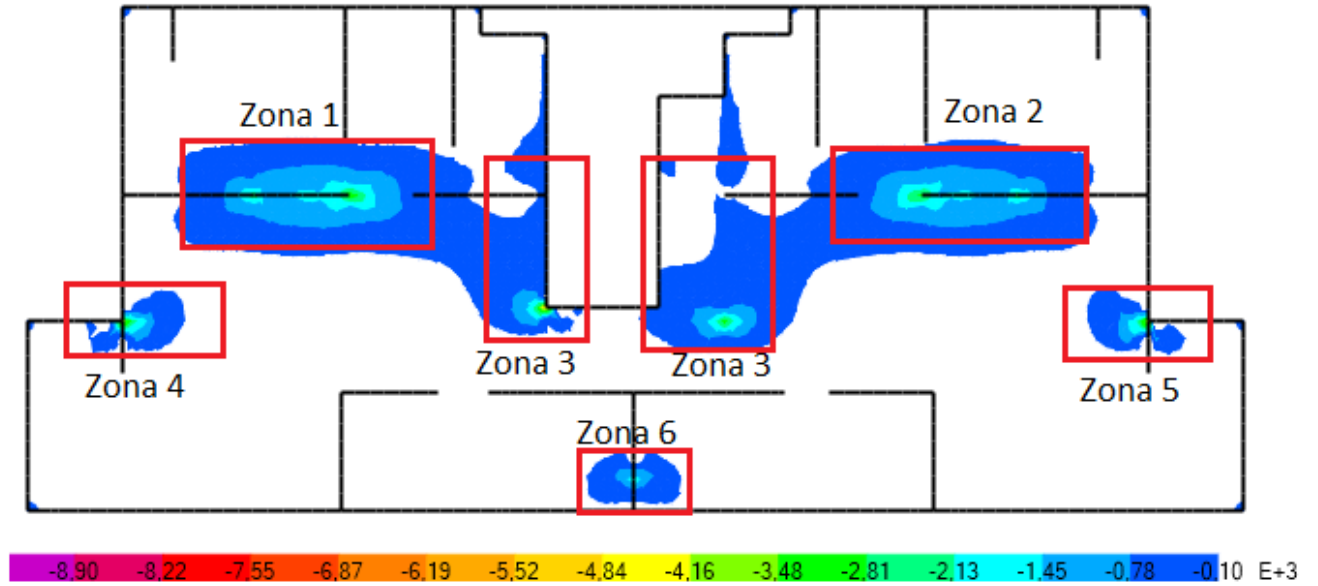


Figura 30: Momento negativo, según "x" índice 500 (kgm/m)

Tabla 11 Armadura Negativa según "y"

Zona	M_{max} (kgm)	$A_{s,nec}$ (cm ²)	Armadura
1	4046	8,27	φ12/20
2	4046	8,27	φ12/20
3	2907	5,95	φ12/20
4	4828	10,06	φ12/15
5	4828	10,06	φ12/15
6	2142	4,27	φ8/15

Índice 600

Armadura Positiva según X

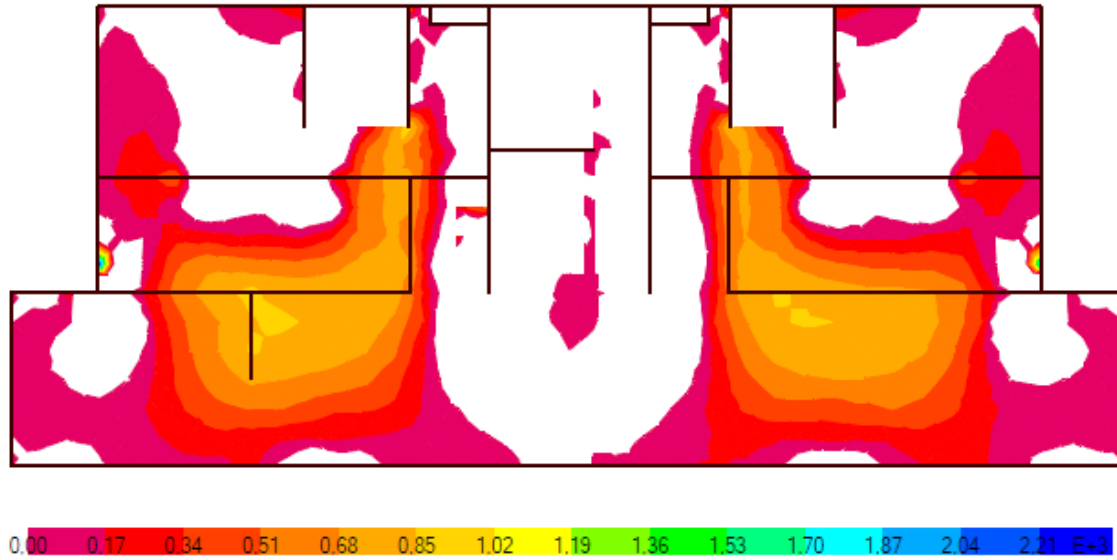


Figura 31: Momento positivo, según "y" índice 600 (kgm/m)

$M_{max} = 950 \text{ kgm/m} \rightarrow \text{no necesita refuerzo}$

Armadura Positiva según Y

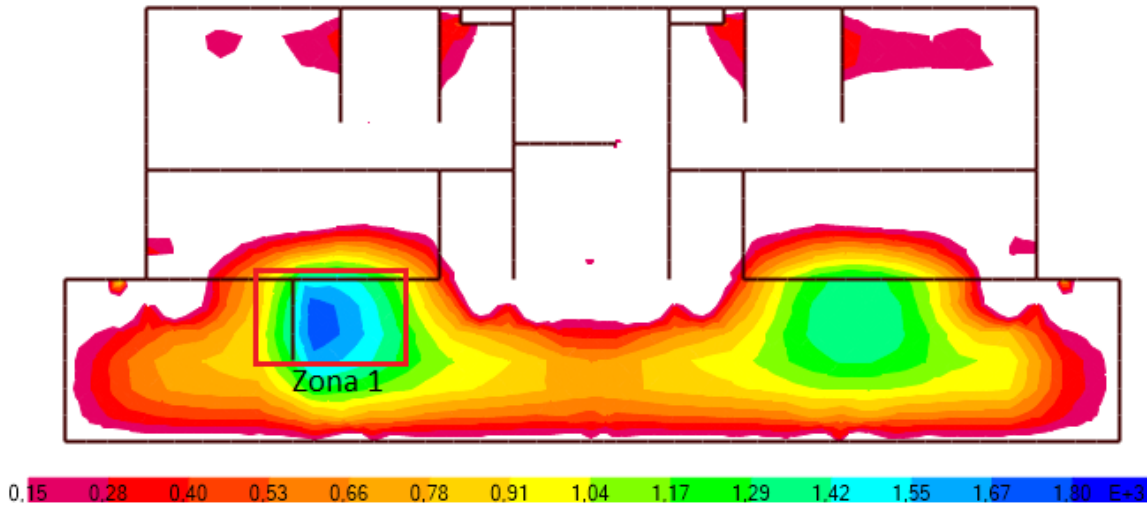


Figura 32: Momento positivo, según "x" índice 600 (kgm/m)

Refuerzos

Zona	Mmax (kgm/m)	$\Delta A_s, nec \text{ (cm}^2\text{)}$	Armadura	Largo (cm)
1	2100	1,80	$\Phi 8/30$	200

Armadura Negativa según X

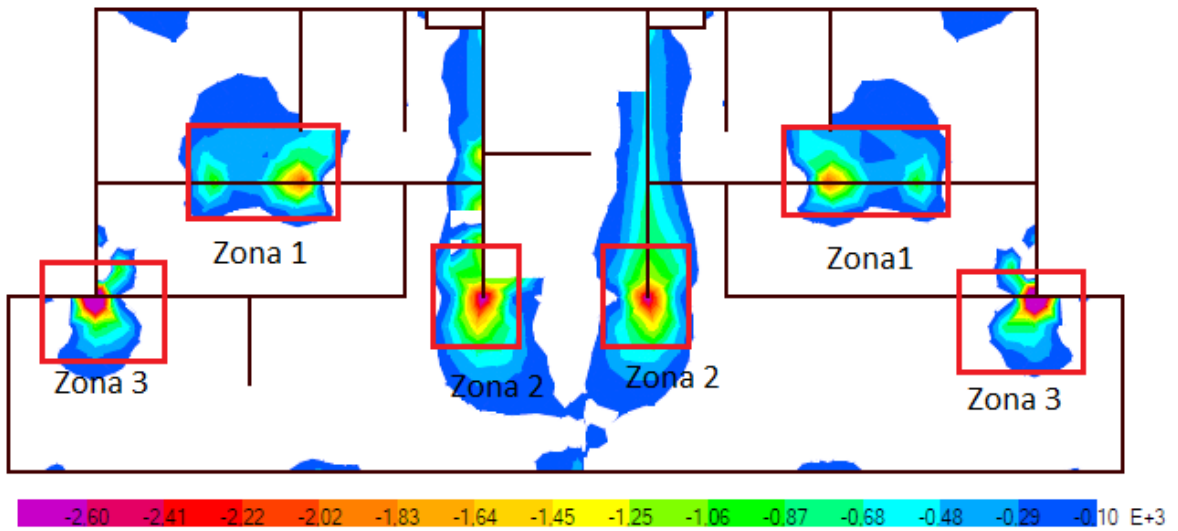


Figura 33: Momento negativo, según "y" índice 600 (kgm/m)

Tabla 12 Armadura Negativa según x

Zona	M_{max} (kgm)	$A_{s,nec}$ (cm ²)	Armadura
1	4131,0	7,65	φ10/20
2	3060,0	5,65	φ10/20
3	3463,8	6,65	φ12/20

Armadura Negativa según Y

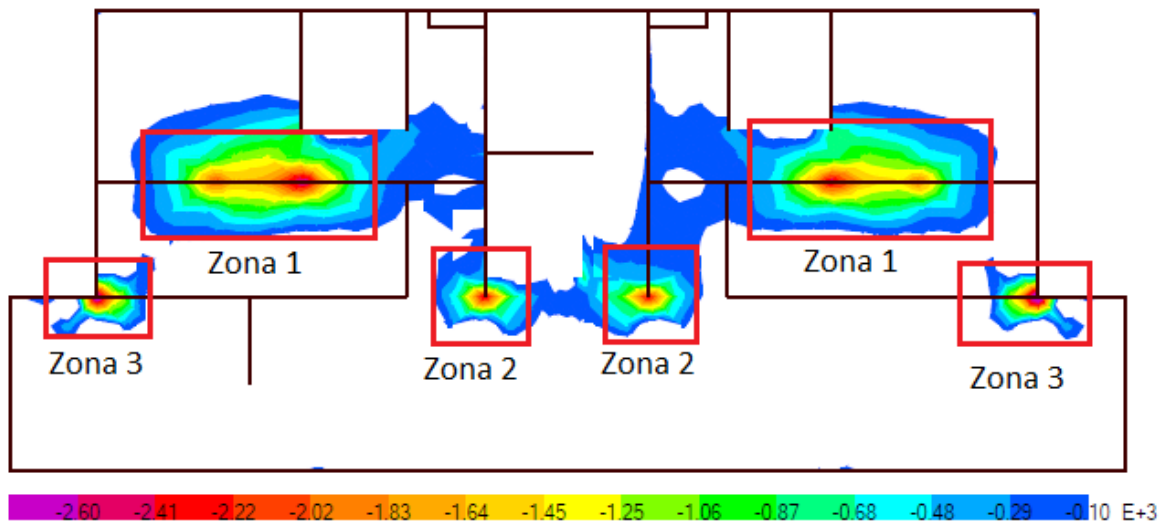


Figura 34: Momento negativo, según "x" índice 600 (kgm/m)

Tabla 13 Tabla Armadura Negativa según y

Zona	M_{max} (kgm)	$A_{s,nec}$ (cm ²)	Armadura
1	2942,1	5,94	φ10/20
3	2239,8	4,56	φ10/18
4	2180,5	4,38	φ12/20

Índice 700

En esta planta se debe considerar además de las cargas de diseño usadas en las plantas anteriores una carga de seis toneladas, que representa la carga del ascensor, como si este colgara de la losa. Se coloca en la posición más desfavorable.

Armadura Positiva según X

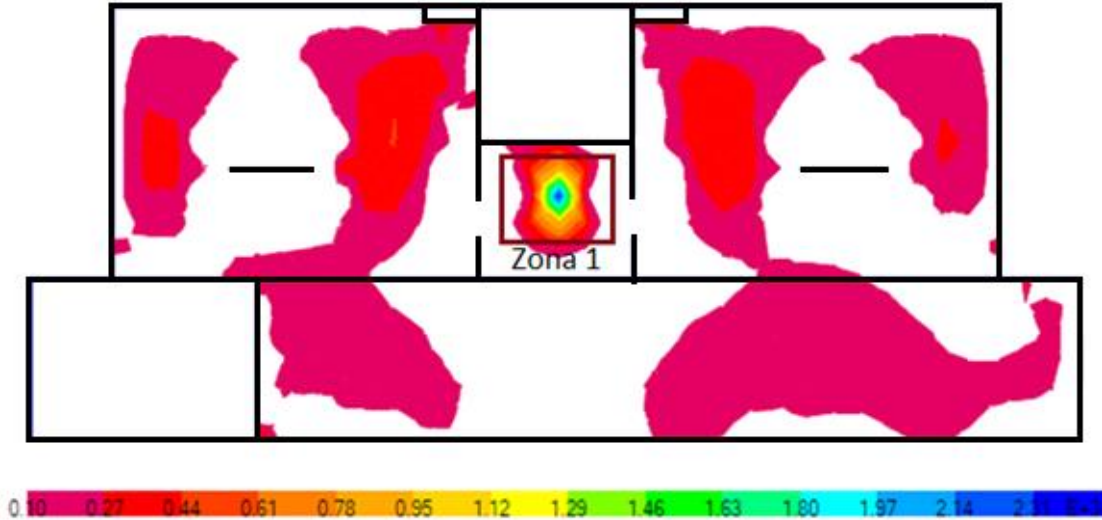


Figura 35: Momento positivo, según "x" índice 700 (kgm/m)

Refuerzos

Zona	Mmax (kgm/m)	$\Delta A_s, nec (cm^2)$	Armadura	Largo (cm)
1	2300,0	0,359	$\Phi 6/20$	100

Armadura Positiva según Y

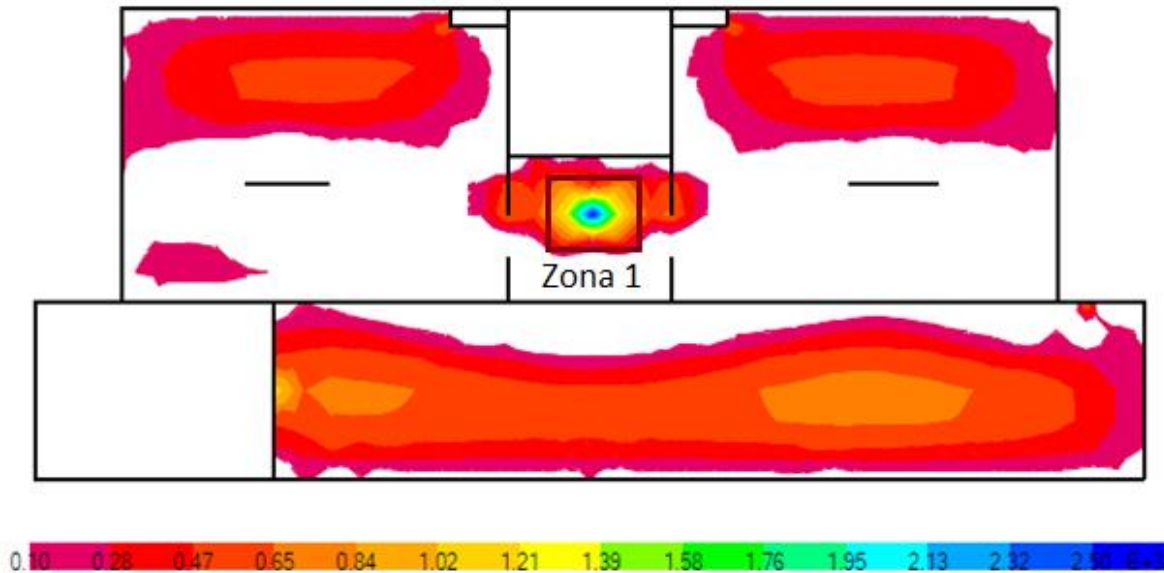


Figura 36: Momento positivo, según "y" índice 700 (kgm/m)

Refuerzos

Zona	M_{max} (kgm/m)	$\Delta A_{s, nec}$ (cm ²)	Armadura	Largo (cm)
1	2570,0	1,356	Φ6/20	100

Armadura Negativa según X

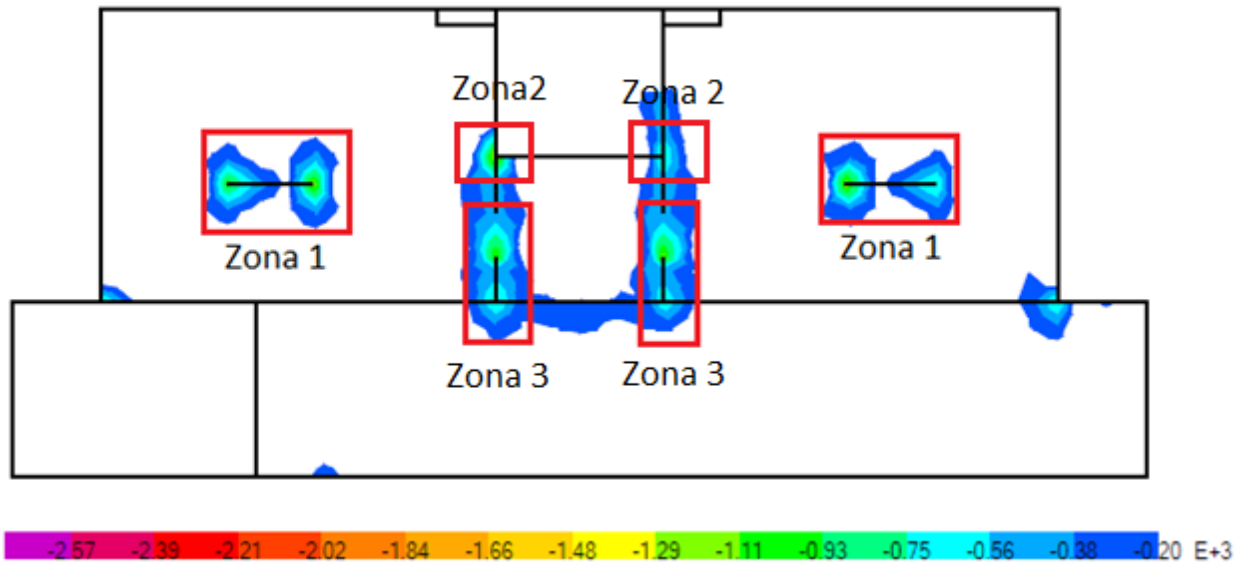


Figura 37: Momento negativo, según "x" índice 700 (kgm/m)

Tabla 14 Armadura negativa según "x"

Zona	Mmax (kgm)	As, nec (cm ²)	Armadura
1	2494,8	5,03	φ8/20
2	2550,0	5,03	φ8/20
3	977,5	4,02	φ8/20

Armadura Negativa según Y

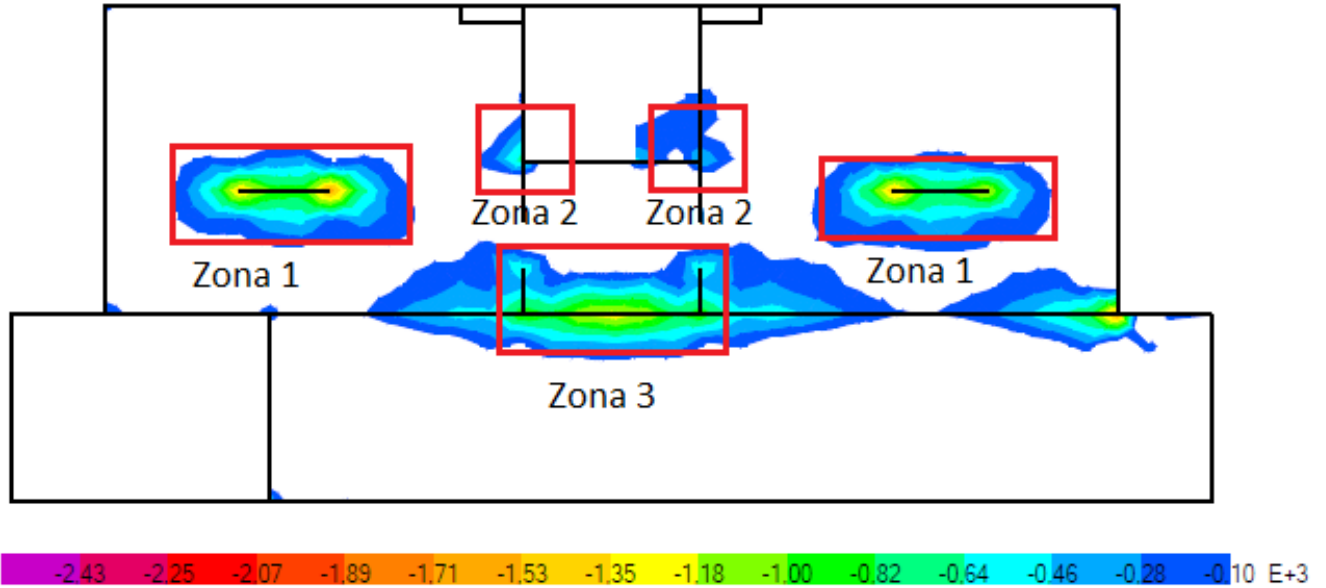


Figura 38: Momento negativo, según "y" índice 700 (kgm/m)

Tabla 15 Armadura negativa según "y"

Zona	Mmax (kgm)	As, nec (cm ²)	Armadura
1	2228,1	4,41	φ8/20
2	2537,3	5,02	φ8/20
3	1661,8	3,33	φ8/20

4.2.2 ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A PUNZONAMIENTO

En losas que apoyan sobre pilares aislados es necesario comprobar la resistencia a esfuerzo cortante alrededor de los mismos. El estado límite último de punzonado se alcanza por agotamiento de la pieza debido a las tensiones tangenciales de tracción que se generan por la acción de una carga concentrada (en este caso la reacción del pilar). Estas tensiones se dan en una zona cercana al pilar que es, a priori, difícil de determinar. Los ensayos realizados han demostrado que la superficie en la que actúan las tensiones puede aceptarse de forma troncocónica, cuya base menor es la superficie sobre la que apoya la carga y cuyas generatrices están inclinadas respecto al plano de la losa un ángulo que suele estar entre 25 y 30°.

El proceso de dimensionamiento según la Norma EHE-08 involucra la comprobación de las tres condiciones que se detallan a continuación.

Verificación (1): Consiste en la comprobación de la compresión oblicua de las bielas comprimidas. Esta verificación se realiza en una sección crítica $u_0 \cdot d$ situada en una zona adyacente al pilar. Debe constatar que el esfuerzo máximo de punzonado cumpla la siguiente limitación:

$$\frac{F_{sd,ef}}{u_0 \cdot d} \leq 0,3f_{cd}$$

Donde:

- $F_{sd,ef}$: Esfuerzo efectivo de puzonado de cálculo, teniendo en cuenta el efecto del momento transferido entre losa y pilar: $F_{sd,ef} = \beta \cdot F_{sd}$

Teniéndose que:

- F_{sd} : Esfuerzo de puzonamiento de cálculo.
- β : Coeficiente que tiene en cuenta los efectos de excentricidad de la carga. Se toma igual a 1,15 en pilares interiores; 1,40 en pilares de borde y 1,50 en pilares de esquina.
- u_0 : Perímetro de comprobación que rodea al pilar definido en la Norma.
- f_{cd} : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.
- d : Altura útil de la pieza.

Verificación (2): Determinación de la necesidad de armadura de punzonamiento. Esta comprobación se lleva a cabo en la superficie crítica $u_1 \cdot d$. No será necesaria la colocación de armadura de punzonamiento si se verifica la siguiente condición:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

Donde:

- τ_{sd} : Tensión nominal de cálculo en el perímetro crítico u_1 ; dada por:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{u_1 \cdot d}$$

Teniéndose que:

- u_1 : Perímetro crítico definido en las figuras 46.2 de la Norma.
- τ_{rd} : Tensión máxima resistente en el perímetro crítico, calculada como:

$$\tau_{rd} = \frac{0,18}{\gamma_c} \xi (100 \rho_L f_{cv})^{1/3} + 0,1 \sigma_{cd}' \leq \frac{0,075}{\gamma_c} \xi^{3/2} f_{cv}^{1/2} + 0,1 \sigma_{cd}'$$

Teniéndose que:

- γ_c : Coeficiente de seguridad que se toma 1,5
- $\xi = 1 + \sqrt{200/d}$; tomando d en mm.
- ρ_L : Cuantía geométrica de armadura longitudinal principal de tracción de la losa.
- f_{cv} : Resistencia efectiva del hormigón a cortante de valor $f_{cv} = f_{ck}$
- σ_{cd}' : Tensión axial media en la superficie crítica de comprobación

En los casos en los que la inecuación anterior no sea verificada será necesario disponer armadura de punzonamiento. Dicha armadura se debe calcular de manera que se satisfaga la siguiente ecuación:

$$\tau_{sd} \leq 0,75 \cdot \tau_{rd} + 1,5 \frac{A_{sw} \cdot f_{y\alpha,d}}{s \cdot u_1}$$

Donde:

- A_{sw} : Área total de armadura de puzonamiento en un perímetro concéntrico al pilar.
- s : Separación en la dirección radial entre dos perímetros concéntricos de armadura.
- $f_{y\alpha,d}$: Resistencia de cálculo de la armadura de puzonamiento, no mayor que 4000 kg/cm^2

Verificación (3): De ser necesaria la colocación de armadura de puzonamiento debe comprobarse que en la zona exterior a ella no se requiere dicha armadura. Esto implica verificar que se cumpla la siguiente inecuación:

$$F_{sd,ef} \leq \left(\frac{0,18}{\gamma_c} \xi (100\rho_L f_{cv})^{\frac{1}{3}} + 0,1\sigma'_{cd} \right) u_2 \cdot d$$

Donde:

- u_2 : Es el perímetro definido por Norma en la figura 46.5.1.

Disposición de la armadura

En aquellas zonas de la losa en las que se constata la necesidad de colocar armadura esta consistirá en una retícula de horquillas verticales, colocadas en una zona contigua al pilar con un espaciamiento entre la primer tanda de armadura y el pilar al que se le domina s_0 y una separación entre horquillas igual s .

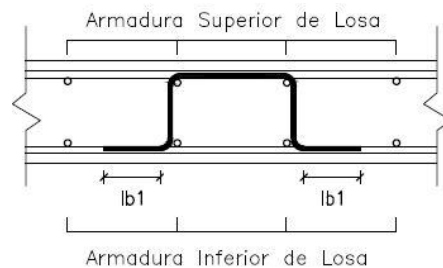


Figura 39: Horquillas colocadas por puzonamiento

A continuación se presentan las tablas correspondientes a los diferentes índices en las que se presentan los perímetros u_0 , u_1 y u_2 asociados a cada verificación; el coeficiente β que depende del tipo de pilar; los esfuerzos F_{sd} y $F_{sd,ef}$; las tensiones τ_{sd} y la cuantía geométrica ρ_L . Además se exponen las verificaciones mencionadas anteriormente, donde se debe aclarar que en la *verificación (2)* en los casos en los que no se introduce un valor de armadura A_{sw} es porque la comprobación indica que no es necesaria la colocación de armadura de puzonamiento.

Por otra parte, se cumple para todas las losas alrededor de cada uno de los pilares que el valor de ρ_L es pequeño, por lo que el τ_{rd} termina siendo igual al mínimo estipulado por la Norma, que toma un valor de $\tau_{rd} = 7,07 \text{ kg/cm}^2$.

Índice 100

Pilar	Perímetros			β	F_{sd} (kg)	$F_{sd,ef}$ (kg)	τ_{sd} (kg/cm ²)	ρ_L (‰)	Verif. ①	Armadura - Verif. ②			Verificación ③	
	u_0 (cm)	u_1 (cm)	u_2 (cm)							A_{sw} (cm ²)	Cant.	ϕ	$\tau_{rd} \cdot u_2 \cdot d$ (kg)	Verif.
P4	101,00	195,81	298,17	1,15	12790	14709	6,01	2,96	✓	-	-	-	17435	✓
P5	101,00	195,81	298,17	1,15	12330	14180	5,79	2,96	✓	-	-	-	17435	✓
P6	31,75	48,95	89,04	1,50	3135	4703	7,69	3,00	✓	0,364	12	$\phi 6$	4762	✓
P7	31,75	48,95	89,04	1,50	2715	4073	6,66	3,07	✓	-	-	-	4794	✓
P10	54,50	109,90	153,09	1,40	4808	6732	4,90	4,19	✓	-	-	-	10051	✓
P11	71,50	109,90	170,09	1,40	5430	7602	5,53	4,96	✓	-	-	-	11814	✓
P12	109,00	219,81	306,17	1,15	15137	17407	6,34	4,53	✓	-	-	-	20624	✓
P13	50,50	97,90	149,09	1,40	4568	6396	5,23	5,03	✓	-	-	-	10402	✓

Índice 200

Pilar	Perímetros			β	F_{sd} (kg)	$F_{sd,ef}$ (kg)	τ_{sd} (kg/cm ²)	ρ_L (‰)	Verif. ①	Armadura - Verif. ②			Verificación ③	
	u_0 (cm)	u_1 (cm)	u_2 (cm)							A_{sw} (cm ²)	Cant.	ϕ	$\tau_{rd} \cdot u_2 \cdot d$ (kg)	Verif.
P4	101,00	195,81	298,17	1,15	12510	14387	5,88	2,96	✓	-	-	-	17435	✓
P5	101,00	195,81	298,17	1,15	12090	13904	5,68	2,96	✓	-	-	-	17435	✓
P6	31,75	48,95	89,04	1,50	2917	4375	7,15	3,68	✓	0,282	12	$\phi 6$	5095	✓
P7	31,75	48,95	89,04	1,50	2643	3965	6,48	3,07	✓	-	-	-	4794	✓
P10	54,50	109,90	153,09	1,40	4305	6027	4,39	3,27	✓	-	-	-	9250	✓
P11	71,50	109,90	170,09	1,40	5635	7889	5,74	5,06	✓	-	-	-	11885	✓
P12	109,00	219,81	306,17	1,15	15970	18366	6,68	4,84	✓	-	-	-	21089	✓
P13	50,50	97,90	149,09	1,40	4922	6890	5,63	3,92	✓	-	-	-	9573	✓

Índice 300

Pilar	Perímetros			β	F_{sd} (kg)	$F_{sd,ef}$ (kg)	τ_{sd} (kg/cm ²)	ρ_L (‰)	Verif. ①	Armadura - Verif. ②			Verificación ③	
	u_0 (cm)	u_1 (cm)	u_2 (cm)							A_{sw} (cm ²)	Cant.	ϕ	$\tau_{rd} \cdot u_2 \cdot d$ (kg)	Verif.
P4	101,00	195,81	298,17	1,15	12617	14509	5,93	2,96	✓	-	-	-	17435	✓
P5	101,00	195,81	298,17	1,15	12010	13812	5,64	2,96	✓	-	-	-	17435	✓
P6	31,75	48,95	89,04	1,50	3065	4598	7,51	3,07	✓	0,338	12	$\phi 6$	4794	✓
P7	31,75	48,95	89,04	1,50	2601	3902	6,38	3,07	✓	-	-	-	4794	✓
P10	54,50	109,90	153,09	1,40	4207	5889	4,29	4,11	✓	-	-	-	9983	✓
P11	71,50	109,90	170,09	1,40	7338	10274	7,48	4,68	✓	0,747	24	$\phi 6$	11584	✓
P12	109,00	219,81	306,17	1,15	15027	17281	6,29	4,84	✓	-	-	-	21089	✓
P13	50,50	97,90	149,09	1,40	4880	6832	5,58	3,63	✓	-	-	-	9330	✓

Índice 400

Pilar	Perímetros			β	F_{sd} (kg)	$F_{sd,ef}$ (kg)	τ_{sd} (kg/cm ²)	ρ_L (‰)	Verif. ①	Armadura - Verif. ②			Verificación ③	
	u_0 (cm)	u_1 (cm)	u_2 (cm)							A_{sw} (cm ²)	Cant.	ϕ	$\tau_{rd} \cdot u_2 \cdot d$ (kg)	Verif.
P4	101,00	195,81	298,17	1,15	13725	15784	6,45	4,98	✓	-	-	-	20733	✓
P5	101,00	195,81	298,17	1,15	13510	15537	6,35	4,98	✓	-	-	-	20733	✓
P6	31,75	48,95	89,04	1,50	3546	5320	8,69	5,10	✓	0,519	12	$\phi 6$	5680	✓
P7	31,75	48,95	89,04	1,50	3500	5251	8,58	5,10	✓	0,501	12	$\phi 6$	5680	✓
P11	54,50	109,90	189,09	1,40	2651	3712	2,70	2,08	✓	-	-	-	9828	✓

Índice 500

Pilar	Perímetros			β	F_{sd} (kg)	$F_{sd,ef}$ (kg)	τ_{sd} (kg/cm ²)	ρ_L (‰)	Verif. ①	Armadura - Verif. ②			Verificación ③	
	u_0 (cm)	u_1 (cm)	u_2 (cm)							A_{sw} (cm ²)	Cant.	ϕ	$\tau_{rd} \cdot u_2 \cdot d$ (kg)	Verif.
P4	101,00	195,81	298,17	1,15	12080	13892	5,68	4,98	✓	-	-	-	20733	✓
P5	101,00	195,81	298,17	1,15	11903	13688	5,59	4,45	✓	-	-	-	19976	✓
P6	31,75	48,95	89,04	1,50	3776	5664	9,26	5,10	✓	0,605	12	$\phi 6$	5680	✓
P7	31,75	48,95	89,04	1,50	3800	5700	9,31	5,10	✓	0,614	12	$\phi 6$	5680	✓
P11	54,50	109,90	189,09	1,40	2534	3548	2,58	2,08	✓	-	-	-	9828	✓

Índice 600

Pilar	Perímetros			β	F_{sd} (kg)	$F_{sd,ef}$ (kg)	τ_{sd} (kg/cm ²)	ρ_L (‰)	Verif. ①	Armadura - Verif. ②			Verificación ③	
	u_0 (cm)	u_1 (cm)	u_2 (cm)							A_{sw} (cm ²)	Cant.	ϕ	$\tau_{rd} \cdot u_2 \cdot d$ (kg)	Verif.
P4	101,00	195,81	298,17	1,15	12059	13868	5,67	1,98	✓	-	-	-	15245	✓
P5	101,00	195,81	298,17	1,15	11489	13212	5,40	1,98	✓	-	-	-	15245	✓
P2c	50,50	97,90	149,09	1,40	2298	3217	2,63	1,33	✓	-	-	-	6684	✓

Índice 700

Pilar	Perímetros			β	F_{sd} (kg)	$F_{sd,ef}$ (kg)	τ_{sd} (kg/cm ²)	ρ_L (‰)	Verif. ①	Armadura - Verif. ②			Verificación ③	
	u_0 (cm)	u_1 (cm)	u_2 (cm)							A_{sw} (cm ²)	Cant.	ϕ	$\tau_{rd} \cdot u_2 \cdot d$ (kg)	Verif.
P4	101,00	195,81	298,17	1,15	12059	13868	5,67	3,09	✓	-	-	-	17690	✓
P5	101,00	195,81	298,17	1,15	11489	13211	5,40	3,09	✓	-	-	-	17690	✓
P6	31,75	48,95	89,04	1,50	3372	5058	8,27	3,07	✓	0,453	12	$\phi 6$	4794	✓
P7	31,75	48,95	89,04	1,50	3479	5218	8,53	3,07	✓	0,493	12	$\phi 6$	4794	✓

En conclusión, se muestra en las figuras que siguen el armado de punzonado en los pilares correspondientes.

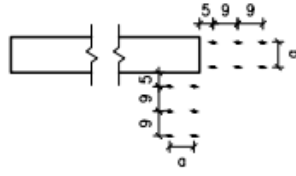


Figura 40: Armado Punzonado Pilar 6 en todos los índices

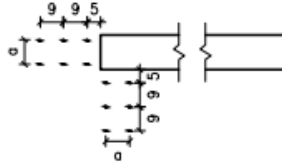


Figura 41: Armado Punzonado Pilar 7 en todos los índices

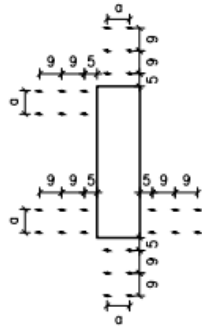


Figura 42: Armado Punzonado Pilar 11 en todos los índices

5 DISEÑO DE VIGAS

5.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES

Se presenta a continuación la nomenclatura de los parámetros característicos que se utilizan en la verificación de los estados límites último y de servicio correspondientes a las vigas pertenecientes a la estructura para.

L	<i>Luz real de la viga</i>
a_i	<i>Ancho de apoyo izquierdo</i>
a_d	<i>Ancho de apoyo derecho</i>
h	<i>Canto total de la sección</i>
b	<i>Ancho total de la sección</i>
L_{cal}	<i>Luz de cálculo</i>
d	<i>Canto útil de la sección</i>
$A_{s1,nec}$	<i>Área necesaria de armadura longitudinal inferior</i>
$A_{s2izq,nec}$	<i>Área necesaria de armadura longitudinal superior izquierda</i>
$A_{s2der,nec}$	<i>Área necesaria de armadura longitudinal superior derecha</i>
$A_{st,der}$	<i>Área necesaria de armadura transversal izquierda</i>
$A_{st,izq}$	<i>Área necesaria de armadura transversal derecha</i>
V_d	<i>Valor de cálculo del esfuerzo cortante producido por las acciones exteriores</i>
V_{rd}	<i>Esfuerzo cortante efectivo</i>
V_{u1}	<i>Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma</i>
K	<i>Coficiente que depende del esfuerzo Axil</i>
V_{u2}	<i>Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma</i>
V_{cu}	<i>Contribución del hormigón a la resistencia de esfuerzo cortante</i>
f_{cv}	<i>Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm^2</i>
σ'_{cd}	<i>Tensión axial media en el alma de la sección</i>
β	<i>Coficiente dependiente del ángulo de la armadura y la fisura</i>
ρ_l	<i>Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción</i>
ξ	$1 + \sqrt{200/d}$
V_{su}	<i>Contribución de la armadura transversal a la resistencia de esfuerzo cortante</i>
z	<i>Brazo mecánico</i>

A su vez también se define el recubrimiento geométrico de 2cm y se determinan las cuantías mínimas para determinar las áreas mínimas de armadura a colocar, se presentan a continuación dichos cálculos

Cuantía mecánica mínima de tracción

$$\frac{0,04bh f_{cd}}{f_{yd}}$$

Cuantía mecánica mínima de compresión

$$\frac{0,05N_d}{f_{yd}}$$

Cuantía geométrica mínima de tracción

$$0,0028bh$$

Cuantía geométrica mínima de compresión

$$0,001bh$$

Cuantía transversal mínima

$$\frac{f_{ct,m} b_0}{7,5 f_{yd}}$$

Se consideran los valores de dichas cuantías para cada uno de los tipos de viga y se definen las armaduras mínimas a considerar. Para la armadura longitudinal de las vigas se definen como mínimo hierros de diámetro 8mm , incluida la armadura de piel y constructiva, y para la armadura transversal estribos cerrados de hierros de 6mm de diámetro con una separación máxima de 25cm .

5.2 ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

Para la verificación de los estados límites últimos deben verificarse los correspondientes a Flexión Simple o Compuesta y el de Cortante.

En la verificación de estado límite último en flexión simple o compuesta debe comprobarse que el valor de cálculo del efecto de las acciones no supere el valor de cálculo de la resistencia última.

En la verificación de estado límite último de cortante debe cumplirse:

- En una sección en el borde del apoyo

$$V_{rd} \leq V_{u1}$$

- En una sección a un canto útil del apoyo

$$V_{rd} \leq V_{u2}$$

Para las vigas del proyecto se define según la EHE08

$$V_{rd} = V_d$$

$$V_{u1} = 0,3 \cdot K f_{cd} b d$$

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

$$V_{su} = z \sum A_{\alpha} f_{y\alpha,d}$$

$$V_{cu} = \text{máx} \left\{ \left[\frac{0,15}{\gamma_c} \xi (100\rho_l f_{cv})^{1/3} + 0,15\sigma'_{cd} \right] \beta b d; \left[\frac{0,075}{\gamma_c} \xi^{3/2} f_{cv}^{1/2} + 0,15\sigma'_{cd} \right] b d \right\}$$

En la determinación de las solicitaciones actuantes en el elemento viga se superponen los resultados obtenidos del modelo correspondiente a elementos planos con el de los pórticos utilizado para el análisis de la estabilidad global. Se extendió la ley de momentos obtenida en el modelo de elementos planos para que la luz considerada sea igual a la luz de cálculo. La última se determina como $L_{cal} = \text{mín} \left\{ L + \frac{a_i + a_d}{2}; L + h; L + \frac{L}{5} \right\}$

Se considera una plastificación del 15% de la estructura por lo que los valores obtenidos de momento negativo se minimizan un 15% y de momento positivo se aumentan un 15% para realizar el armado correspondiente.

Una vez obtenidos los esfuerzos se calcula la armadura necesaria por flexión y corte, para el armado efectivamente se confluyen criterios prácticos de armado al momento de la construcción y la verificación del estado límite último correspondientes.

Se sigue por presentar los resultados para cada una de las vigas a dimensionar en las tablas que se detallan, dejando los diagramas de las mismas en un anexo al final del documento. En los resultados de cortante se presenta el cortante máximo en los apoyos y la armadura colocada en ellos, mientras que en el resto de la viga se coloca la armadura mínima ya mencionada.

Índice 100

- **V101**

<i>Geometría Viga 101</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	6,8

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	10448,2	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	4,52	2φ20
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	5201,3	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,16	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	10878,5	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	4,75	2φ20
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	8565,1	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	3,63	6φ8/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	8600,7	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	3,72	6φ8/25

- V102

<i>Geometría Viga 102</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	6,8

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	10214,1	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	4,42	2φ20
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	5238,2	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,20	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	11268,7	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	4,9	2φ20
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	8934,5	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	3,51	6φ8/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	8467,0	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	3,42	6φ8/25

- V103

<i>Geometría Viga 103</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	87
<i>L_{cal} (m)</i>	7,1

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	9278,1	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	3,17	2φ16
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	5475,4	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	3,17	2φ16
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	9394,1	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	3,17	2φ16
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	5584,8	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	5820,2	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V104

<i>Geometría Viga 104</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	4,9

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	5729,0	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	2,47	2φ16
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	3039,9	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	5843,6	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	2,47	2φ16
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	5998,1	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	6200,7	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V105

<i>Geometría Viga 105</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	85
<i>L_{cal} (m)</i>	6,7

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	19632,2	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	5,89	2φ20
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	10832,7	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	3,16	2φ16
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	18588,1	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	5,89	2φ20
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	10524,6	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	3,91	7φ8/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	13684,3	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	3,97	7φ8/25

- **V106**

<i>Geometría Viga 106</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	7,4

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	9959,6	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	4,33	2φ20
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	5904,6	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,51	2φ16
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	9903,8	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	4,33	2φ20
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	6324,6	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	3,27	7φ8/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	5845,1	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	3,07	7φ8/25

- **V107**

<i>Geometría Viga 107</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	4,9

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	6411,0	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	2,77	2φ16
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	3388,7	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	6577,7	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	2,77	2φ16
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	4687,1	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	3609,4	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- **V108**

<i>Geometría Viga 108</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	5,3

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	6651,0	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	2,86	2φ16
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	3365,3	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	6776,3	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	2,86	2φ16
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	4653,7	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	3824,0	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- **V151**

<i>Geometría Viga 151</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	3,1

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	1461,8	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	1157,3	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	1101,4	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

▪ **V152**

<i>Geometría Viga 152</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	5,1

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	1140,6	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	3113,2	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	2708,5	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	2123,2	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

▪ **V153**

<i>Geometría Viga 153</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	3,3

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	785,2	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	1140,1	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	1248,9	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	1374,0	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

▪ **V154**

<i>Geometría Viga 154</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	5,1

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	926,2	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	3285,1	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	2675,3	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	2208,7	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

▪ **V155**

<i>Geometría Viga 155</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	85
<i>L_{cal} (m)</i>	3,1

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	1369,0	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	3,17	2φ16
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	787,7	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	3,17	2φ16
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	1102,2	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	1895,6	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- **V156**

<i>Geometría Viga 156</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	87
<i>L_{cal} (m)</i>	3,3

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	1782,5	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	3,17	2φ16
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	1849,4	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	3,17	2φ16
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	1628,8	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	2421,3	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- **V157**

<i>Geometría Viga 157</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	87
<i>L_{cal} (m)</i>	3,1

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	1852,5	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	3,17	2φ16
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	862,1	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	3,17	2φ16
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	1992,9	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	778,9	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

Índice 200▪ V201

<i>Geometría Viga 201</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	6,8

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
M_{izq}^- (kgm)	11197,5	$A_{s2izq,nec}$ (cm ²)	4,90	2φ20
$M_{máx}^+$ (kgm)	5819,5	$A_{s1,nec}$ (cm ²)	2,42	2φ12
M_{der}^- (kgm)	11984,8	$A_{s2der,nec}$ (cm ²)	5,29	2φ20
$V_{rd,i}$ (kg)	8684,5	$A_{st,i}$ (cm ² /m)	3,25	7φ8/25
$V_{rd,d}$ (kg)	9013,6	$A_{st,d}$ (cm ² /m)	3,40	7φ8/25

▪ V202

<i>Geometría Viga 202</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	6,8

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
M_{izq}^- (kgm)	11957,8	$A_{s2izq,nec}$ (cm ²)	5,29	2φ20
$M_{máx}^+$ (kgm)	5859,1	$A_{s1,nec}$ (cm ²)	2,47	2φ16
M_{der}^- (kgm)	11252,3	$A_{s2der,nec}$ (cm ²)	4,95	2φ20
$V_{rd,i}$ (kg)	8803,5	$A_{st,i}$ (cm ² /m)	3,25	7φ8/25
$V_{rd,d}$ (kg)	8633,0	$A_{st,d}$ (cm ² /m)	3,17	7φ8/25

- V203

<i>Geometría Viga 203</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	4,9

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	6647,7	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	2,82	2φ16
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	3283,3	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	6608,3	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	2,82	2φ16
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	2751,5	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	4493,7	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V204

<i>Geometría Viga 204</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	6,7

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	10626,6	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	4,66	2φ20
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	5847,1	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,51	2φ16
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	10523,4	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	4,66	2φ20
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	5419,7	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	3,16	7φ8/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	7169,2	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	3,61	7φ8/25

- V205

<i>Geometría Viga 205</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	85
<i>L_{cal} (m)</i>	7,4

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	10698,7	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	4,66	2φ20
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	6131,5	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,60	2φ16
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	10602,5	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	4,66	2φ20
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	5650,6	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	3,02	7φ8/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	6520,6	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	3,03	7φ8/25

- V206

<i>Geometría Viga 206</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	4,9

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	7045,6	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	3,00	2φ16
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	3539,9	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	6976,8	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	3,00	2φ16
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	4842,9	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	2981,6	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

▪ V207

<i>Geometría Viga 207</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	5,3

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	7653,0	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	3,31	2φ16
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	4014,4	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	7806,2	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	3,31	2φ16
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	5147,8	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

▪ V251

<i>Geometría Viga 251</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	3,1

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	1211,5	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	862,3	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	867,2	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- **V252**

<i>Geometría Viga 252</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	5,1

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	1004,7	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	1149,4	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	1726,1	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	1266,2	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- **V253**

<i>Geometría Viga 253</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	3,3

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	250,9	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	1426,6	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	231,8	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	915,6	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V254

<i>Geometría Viga 254</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	5,1

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	900,5	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	1852,8	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	1713,0	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	1322,5	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V255

<i>Geometría Viga 255</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	3,1

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	144,3	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	941,0	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	100,8	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	857,1	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

Índice 300▪ V301

<i>Geometría Viga 301</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	6,8

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	11197,3	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	4,90	2φ20
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	5239,3	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,20	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	11984,8	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	5,29	2φ20
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	8660,8	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	3,29	7φ8/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	8990,9	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	3,34	7φ8/25

▪ V302

<i>Geometría Viga 302</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	6,8

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	12131,2	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	5,34	2φ20
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	6673,7	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,81	2φ16
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	11361,9	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	5,00	2φ20
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	8934,5	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	3,26	7φ8/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	8746,0	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	3,17	7φ8/25

- **V303**

<i>Geometría Viga 303</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	4,9

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	5635,8	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	2,38	2φ16
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	2851,3	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	5586,0	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	2,38	2φ16
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	4021,1	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	1680,8	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- **V304**

<i>Geometría Viga 304</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	6,7

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	7060,3	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	3,09	2φ16
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	3803,0	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	7228,1	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	3,09	2φ16
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	2877,3	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	4405,1	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- **V305**

<i>Geometría Viga 305</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	85
<i>L_{cal} (m)</i>	7,4

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	14662,2	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	6,65	2φ25
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	9050,4	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	3,91	2φ16
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	14374,5	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	6,65	2φ25
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	8861,0	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	4,96	12φ8/20
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	7387,8	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	4,90	9φ8/20

- **V306**

<i>Geometría Viga 306</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	4,9

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	4979,2	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	2504,3	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	4985,4	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	3078,9	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	2124,8	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V307

<i>Geometría Viga 307</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	5,3

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	5022,3	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	2599,0	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	5150,8	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	3370,5	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	1948,8	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V351

<i>Geometría Viga 351</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	3,1

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	1205,5	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	914,0	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	893,4	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- **V352**

<i>Geometría Viga 352</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	5,1

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	1009,2	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	1733,5	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	1722,1	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	1256,8	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- **V353**

<i>Geometría Viga 353</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	3,3

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	436,9	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	1425,8	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	422,2	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	1113,4	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V354

<i>Geometría Viga 354</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	5,1

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	870,6	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	1882,6	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	1714,5	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	1338,2	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V355

<i>Geometría Viga 355</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	3,1

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	894,8	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	201,1	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	895,1	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	173,1	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

Índice 400▪ V401

<i>Geometría Viga 401</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	6,8

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	10590,7	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	4,61	2φ20
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	8620,1	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	3,68	2φ16
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	10684,9	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	4,66	2φ20
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	8024,2	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	8222,8	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

▪ V402

<i>Geometría Viga 402</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	6,8

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	11120,6	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	4,85	2φ20
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	8770,4	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	3,77	2φ16
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	10738,1	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	4,66	2φ20
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	8250,3	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	8142,0	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

▪ **V403**

<i>Geometría Viga 403</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	4,9

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	7301,7	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	3,09	2φ16
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	3582,1	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	7398,7	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	3,13	2φ16
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	2859,7	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	4713,7	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

▪ **V404**

<i>Geometría Viga 404</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	4,3

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	5322,9	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	2,20	2φ12
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	3406,8	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	4142,3	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	3055,9	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	2318,9	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- **V405**

<i>Geometría Viga 405</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	85
<i>L_{cal} (m)</i>	4,9

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	4631,6	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ16
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	4122,9	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	6873,7	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	3,68	2φ16
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	2547,5	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	4335,9	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- **V406**

<i>Geometría Viga 406</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	4,3

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	6079,3	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	2,55	2φ16
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	2885,5	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	6206,6	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	2,64	2φ16
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	3674,8	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	2118,9	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V451

<i>Geometría Viga 451</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	3,1

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	1445,3	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	1068,9	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	1088,8	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V452

<i>Geometría Viga 452</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	5,1

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	1890,6	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	3339,3	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	2344,5	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	2475,5	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- **V453**

<i>Geometría Viga 453</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	5,1

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	1666,9	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	3420,9	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	2292,3	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	2408,6	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- **V454**

<i>Geometría Viga 454</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	3,1

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	1481,4	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	1103,8	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	1129,8	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

Índice 500▪ V501

<i>Geometría Viga 501</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	6,8

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
M_{izq}^- (kgm)	9629,65	$A_{s2izq,nec}$ (cm ²)	4,14	2φ20
$M_{máx}^+$ (kgm)	8673,8	$A_{s1,nec}$ (cm ²)	3,72	2φ16
M_{der}^- (kgm)	10791,6	$A_{s2der,nec}$ (cm ²)	4,33	2φ20
$V_{rd,i}$ (kg)	8679,5	$A_{st,i}$ (cm ² /m)	2,43	5φ6/20
$V_{rd,d}$ (kg)	8919,9	$A_{st,d}$ (cm ² /m)	2,44	5φ6/20

▪ V502

<i>Geometría Viga 502</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	6,8

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
M_{izq}^- (kgm)	10464,4	$A_{s2izq,nec}$ (cm ²)	4,56	2φ20
$M_{máx}^+$ (kgm)	9373,4	$A_{s1,nec}$ (cm ²)	4,00	2φ16
M_{der}^- (kgm)	9994,3	$A_{s2der,nec}$ (cm ²)	4,33	2φ20
$V_{rd,i}$ (kg)	8825,0	$A_{st,i}$ (cm ² /m)	2,38	5φ6/20
$V_{rd,d}$ (kg)	8743,2	$A_{st,d}$ (cm ² /m)	2,28	5φ6/20

▪ V503

<i>Geometría Viga 503</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	4,9

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	6954,1	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	2,95	2φ16
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	4399,6	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	7135,1	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	3,04	2φ16
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	3261,6	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	4967,9	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

▪ V504

<i>Geometría Viga 504</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	4,3

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	4685,8	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	3340,2	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	4268,8	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	2956,0	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	2705,5	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V505

<i>Geometría Viga 505</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	85
<i>L_{cal} (m)</i>	4,9

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	4826,4	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ16
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	4700,1	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	5923,7	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	2,51	2φ16
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	2931,4	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	4052,7	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V506

<i>Geometría Viga 506</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	4,3

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	5876,4	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	2,47	2φ16
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	3323,8	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	5739,3	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	2,42	2φ16
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	3920,8	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	2303,4	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V551

<i>Geometría Viga 551</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	3,1

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	2602,9	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	2348,6	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	2601,7	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V552

<i>Geometría Viga 552</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	5,1

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	1835,4	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	7193,1	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	3,04	2φ16
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	4131,5	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	4738,3	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V553

<i>Geometría Viga 553</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	5,1

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	1784,05	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	7228,7	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	3,09	2φ16
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	4387,2	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	4633,1	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V554

<i>Geometría Viga 554</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	3,1

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	2617,8	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	2280,3	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	2164,6	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

Índice 600▪ V601

<i>Geometría Viga 601</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	6,8

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	8958,5	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	3,86	2φ20
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	4308,1	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	10404,2	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	4,52	2φ20
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	5521,2	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	5626,6	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

▪ V602

<i>Geometría Viga 602</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	6,8

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	10820,3	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	4,71	2φ20
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	5171,6	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,24	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	11504,3	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	6,21	2φ20
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	5970,0	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	5994,9	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V603

<i>Geometría Viga 603</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	4,9

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	9201,8	<i>A_{s2izq,nec}(cm²)</i>	3,99	2φ16
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	4294,9	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	7347,6	<i>A_{s2der,nec}(cm²)</i>	3,13	2φ16
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	3261,6	<i>A_{st,i}(cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	4199,9	<i>A_{st,d}(cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V604

<i>Geometría Viga 604</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	3,9

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	4904,3	<i>A_{s2izq,nec}(cm²)</i>	2,18	2φ16
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	2703,7	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	2984,1	<i>A_{s2der,nec}(cm²)</i>	2,18	2φ16
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	3274,9	<i>A_{st,i}(cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	2644,7	<i>A_{st,d}(cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V605

<i>Geometría Viga 605</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	85
<i>L_{cal} (m)</i>	4,5

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	4112,2	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ16
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	3457,3	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	5675,8	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	2,37	2φ16
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	4140,6	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	4052,7	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V606

<i>Geometría Viga 606</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	4,3

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	6419,0	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	2,69	2φ16
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	3019,3	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	5561,3	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	2,38	2φ16
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	4948,5	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	3215,2	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V651

<i>Geometría Viga 651</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	2,9

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	17169	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	846,2	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	945,7	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V652

<i>Geometría Viga 652</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	4,9

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	1849,4	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	781,1	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	1406,8	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	524,6	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V653

<i>Geometría Viga 653</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	4,9

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	2054,7	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	781,0	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	878,1	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	533,0	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V654

<i>Geometría Viga 654</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	2,9

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	1616,7	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,18	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	1393,6	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	1595,0	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

Índice 700▪ V701

<i>Geometría Viga 701</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	75
<i>L_{cal} (m)</i>	6,8

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
M_{izq}^- (kgm)	6795,5	$A_{s2izq,nec}$ (cm ²)	2,73	2φ16
$M_{máx}^+$ (kgm)	3341,9	$A_{s1,nec}$ (cm ²)	2,73	2φ16
M_{der}^- (kgm)	7812,2	$A_{s2der,nec}$ (cm ²)	2,73	2φ16
$V_{rd,i}$ (kg)	1907,3	$A_{st,i}$ (cm ² /m)	2,26	φ6/25
$V_{rd,d}$ (kg)	3470,5	$A_{st,d}$ (cm ² /m)	2,26	φ6/25

▪ V702

<i>Geometría Viga 702</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	75
<i>L_{cal} (m)</i>	2,4

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
M_{izq}^- (kgm)	267,8	$A_{s2izq,nec}$ (cm ²)	2,73	2φ16
$M_{máx}^+$ (kgm)	121,0	$A_{s1,nec}$ (cm ²)	2,73	2φ16
M_{der}^- (kgm)	268,0	$A_{s2der,nec}$ (cm ²)	2,73	2φ16
$V_{rd,i}$ (kg)	798,1	$A_{st,i}$ (cm ² /m)	2,26	φ6/25
$V_{rd,d}$ (kg)	798,1	$A_{st,d}$ (cm ² /m)	2,26	φ6/25

- **V703**

<i>Geometría Viga 703</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	75
<i>L_{cal} (m)</i>	6,8

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	6689,1	<i>A_{s2izq,nec}(cm²)</i>	2,73	2φ16
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	3451,1	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,73	2φ16
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	8504,1	<i>A_{s2der,nec}(cm²)</i>	2,81	2φ16
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	3210,6	<i>A_{st,i}(cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	1874,3	<i>A_{st,d}(cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- **V704**

<i>Geometría Viga 704</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	75
<i>L_{cal} (m)</i>	2,8

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2izq,nec}(cm²)</i>	–	–
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	2705,9	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,73	2φ16
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2der,nec}(cm²)</i>	–	–
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	2950,6	<i>A_{st,i}(cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	2401,6	<i>A_{st,d}(cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V705

<i>Geometría Viga 705</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	75
<i>L_{cal} (m)</i>	7,3

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	14478,7	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	4,93	2φ20
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	7407,7	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,73	2φ16
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	5192,3	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	2,73	2φ20
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	6969,8	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	6126,2	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V706

<i>Geometría Viga 706</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	75
<i>L_{cal} (m)</i>	2,8

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	5693,7	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	2,73	2φ16
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	–	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	5627,4	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	2,73	2φ16
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	3022,4	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	4034,0	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V707

<i>Geometría Viga 707</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	75
<i>L_{cal} (m)</i>	7,3

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	5677,1	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	2,73	2φ20
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	6972,5	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,73	2φ16
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	12571,7	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	4,24	2φ20
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	6251,1	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	8110,3	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V708

<i>Geometría Viga 708</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	50
<i>L_{cal} (m)</i>	5,1

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	2662,3	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	1,82	2φ16
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	3068,3	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	1,82	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	6948,0	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	3,64	2φ16
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	1842,5	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	4068,6	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V709

<i>Geometría Viga 709</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	50
<i>L_{cal} (m)</i>	3,9

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	3169,7	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	1,82	2φ16
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	1777,0	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	1,82	2φ16
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	1367,6	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	1,82	2φ16
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	1981,1	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	921,1	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V710

<i>Geometría Viga 710</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	50
<i>L_{cal} (m)</i>	4,5

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	6537,6	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	3,39	2φ20
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	6199,1	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	3,22	2φ16
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	6791,7	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	3,55	2φ20
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	1182,6	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	4726,3	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V711

<i>Geometría Viga 711</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	50
<i>L_{cal} (m)</i>	4,6

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	9417,11	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	5,10	2φ20
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	9607,3	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	5,23	2φ20
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	6051,8	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	3,17	2φ20
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	4393,1	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	955,3	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V751

<i>Geometría Viga 751</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	50
<i>L_{cal} (m)</i>	3,0

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	2705,9	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	1,82	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	196,9	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	197,6	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V752

<i>Geometría Viga 752</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	75
<i>L_{cal} (m)</i>	4,9

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	2910,7	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,73	2φ16
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	1403,3	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	1740,0	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V753

<i>Geometría Viga 753</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	50
<i>L_{cal} (m)</i>	3,0

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	6463,3	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,96	2φ16
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	4231,3	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	4035,3	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V754

<i>Geometría Viga 754</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	75
<i>L_{cal} (m)</i>	2,6

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
$M_{máx}^+$ (kgm)	275,0	$A_{s1,nec}$ (cm ²)	2,73	2φ16
$M_{máx}^-$ (kgm)	6072,9	$A_{s2der,nec}$ (cm ²)	2,73	2φ16
$V_{rd,i}$ (kg)	935,8	$A_{st,i}$ (cm ² /m)	2,26	φ6/25
$V_{rd,d}$ (kg)	6729,0	$A_{st,d}$ (cm ² /m)	2,26	φ6/25

En el caso de esta viga particular se observa que el Momento negativo no se da en los apoyos por lo que se colocan Hierros E dimensionados con el momento máximo

- V755

<i>Geometría Viga 755</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	75
<i>L_{cal} (m)</i>	2,6

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
$M_{máx}^+$ (kgm)	195,0	$A_{s1,nec}$ (cm ²)	2,73	2φ16
$M_{máx}^-$ (kgm)	5939,3	$A_{s2izq,nec}$ (cm ²)	2,73	2φ16
$V_{rd,i}$ (kg)	5933,2	$A_{st,i}$ (cm ² /m)	2,26	φ6/25
$V_{rd,d}$ (kg)	185,6	$A_{st,d}$ (cm ² /m)	2,26	φ6/25

Igual que en la viga anterior se observa que el Momento negativo no se da en los apoyos por lo que se colocan Hierros E dimensionados con el momento máximo

- V756

<i>Geometría Viga 756</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	75
<i>L_{cal} (m)</i>	4,9

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	2341,1	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,73	2φ16
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	648,0	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	2,73	2φ16
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	1506,1	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	1164,0	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

- V757

<i>Geometría Viga 757</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	50
<i>L_{cal} (m)</i>	3,0

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{izq}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2izq,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	967,1	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	1,82	2φ12
<i>M_{der}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2der,nec} (cm²)</i>	–	–
<i>V_{rd,i} (kg)</i>	719,0	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25
<i>V_{rd,d} (kg)</i>	823,3	<i>A_{st,d} (cm²/m)</i>	2,26	φ6/25

5.3 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

5.3.1 ESTADO LÍMITE DE DEFORMACIONES

La Norma EHE-08 permite evadir la comprobación del Estado Límite de Deformaciones (flechas) para vigas de edificaciones de uso normal, cuya relación luz/canto sea menor a un máximo que se determina en la Tabla 50.2.2.1.a de la Norma dependiendo el caso. Para la situación del proyecto dicho límite es de $L/h < 14$. Teniendo en cuenta que todas las vigas que constituyen la estructura del edificio cumplen dicha relación, se deduce que la verificación del Estado Límite de Deformaciones no es necesaria.

5.3.2 ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN

El Estado Límite de Fisuración se controla por razones de durabilidad, funcionales o de aspecto, y consiste básicamente en comprobar que no se supera el ancho máximo de fisura, considerado como ancho admisible. Este último viene dado por el tipo de ambiente en el que se encuentre la estructura, que en este proyecto es *Ila*, por lo que el ancho máximo de fisura es:

$$w_{m\acute{a}x} = 0,3 \text{ mm}$$

Para la verificación del Estado Límite se debe calcular un ancho de fisura característico y luego comprobar que el valor arrojado sea menor al ancho máximo admisible. La Norma EHE-08 estipula que el ancho característico de la fisura (w_k) puede calcularse como sigue:

$$w_k = 1,7 \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm}$$

Donde:

- s_m : Es la separación media entre fisuras, calculada como:

$$s_m = 2c + 0,2s + 0,4k_1 \frac{\phi A_{c,eficaz}}{A_s}$$

Teniéndose que:

- c : Recubrimiento de armaduras traccionadas
- s : Distancia entre barras longitudinales (se calcula como $s = b/n$) siendo n el número de barras.
- k_1 : Coeficiente que representa la influencia del diagrama de tracciones en la sección (se calcula como $k_1 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)/8\varepsilon_1$, donde ε_1 y ε_2 son las deformaciones máxima y mínima calculadas en sección fisurada)
- ϕ : Diámetro de la barra traccionada más gruesa
- $A_{c,eficaz}$: Área de hormigón de la zona de recubrimiento, donde las barras a tracción influyen de forma efectiva en el ancho de las fisuras. Se determina con figura 49.2.4.b de la Norma EHE-08.
- A_s : Sección total de las armaduras situadas en el $A_{c,eficaz}$
- ε_{sm} : Es el alargamiento medio de las armaduras, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras, calculado como:

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - k_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Teniéndose que:

- σ_s : Tensión de servicio de la armadura en hipótesis de sección fisurada. Se calcula como:

$$\sigma_s = \frac{M_s}{0,8 \cdot d \cdot A_s} + \frac{N_s \cdot (h/2 - c)}{0,8 \cdot d \cdot A_s}$$

Siendo M_s y N_s los momentos de servicio calculados para la combinación cuasi-permanente; h la altura de la viga y d su altura útil.

- E_s : Módulo de deformación longitudinal del acero
- s : Distancia entre barras longitudinales (se calcula como $s = b/n$) siendo n el número de barras.
- k_2 : Coeficiente de valor 1 para los casos de carga instantánea no repetida y 0,5 en otros casos.
- σ_{sr} : Tensión de la armadura en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón, lo cual se supone que ocurre cuando la tensión de tracción en la fibra más traccionada del hormigón alcanza el valor $f_{ctm,fl}$. Esta tensión se calcula como:

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{fis}}{0,8 \cdot d \cdot A_s} + \frac{W \cdot f_{ctm,fl}}{0,8 \cdot d \cdot A_s}$$

Siendo W el módulo elástico de la sección de hormigón ($W = bh^2/6$) y $f_{ctm,fl}$ la resistencia media a flexotracción del hormigón.

A partir de lo expresado anteriormente se calcula la abertura de la fisura para cada viga del edificio y se verifica que esta sea menor a la abertura admisible. Vale mencionar que para cada viga se tendrá un ancho de fisura característico asociado a la armadura positiva y otro asociado a la armadura negativa.

Se detalla en las tablas que siguen la comprobación del Estado Límite de Fisuración para todas las vigas del edificio.

Índice 100

Viga	Armadura	Ms (kgm)	Ns (kg)	n	ϕ	σ_s (Kg/cm ²)	σ_{sr} (Kg/cm ²)	sm (mm)	ϵ_{sm} (%)	wk (mm)
V 101	Inferior	4912	2793	2	16	3071	1082	100,5	1,44	0,25
	Superior	9165		2	20	3437	692	99,2	1,68	0,28
V 102	Inferior	4912	1843	2	16	2930	1082	100,5	1,36	0,23
	Superior	9207		2	20	3361	692	99,2	1,6	0,28

V 103	Inferior	3846	-	2	16	La sección no fisura				
	Superior	6593		2	16	2484	1513	100,5	1,01	0,17
V 104	Inferior	2133	1127	2	12	2348	1923	102,7	0,78	0,14
	Superior	4102		2	16	2385	1082	100,5	1,07	0,18
V 105	Inferior	7604	2227	2	16	3201	1513	100,5	1,42	0,24
	Superior	13779		2	20	3538	968	99,2	1,7	0,29
V 106	Inferior	4144	1190	2	16	2506	1082	100,5	1,14	0,19
	Superior	6968		2	20	2581	692	99,2	1,24	0,21
V 107	Inferior	2379	700	2	12	247,14	1923	102,7	0,86	0,15
	Superior	4618		2	16	2600	1082	100,5	1,19	0,20
V 108	Inferior	2551	200	2	12	2531	1923	102,7	0,9	0,16
	Superior	4758		2	16	2617	1082	100,5	1,2	0,20
V 151	Inferior	1028	-	2	12	La sección no fisura				
	Superior	0		2	8	-	-	-	-	-
V 152	Inferior	2186	-	2	12	2101	1923	102,7	0,61	0,11
	Superior	800		2	12	La sección no fisura				
V 153	Inferior	551	-	2	12	La sección no fisura				
	Superior	800		2	12	La sección no fisura				
V 154	Inferior	2305	-	2	12	2215	1923	102,7	0,69	0,12
	Superior	650		2	12	La sección no fisura				
V 155	Inferior	961	-	2	16	La sección no fisura				
	Superior	554		2	16	La sección no fisura				
V 156	Inferior	1253	-	2	16	La sección no fisura				
	Superior	1298		2	16	La sección no fisura				
V 157	Inferior	537	-	2	16	La sección no fisura				
	Superior	1302		2	16	La sección no fisura				

Índice 200

Viga	Armadura	Ms (kgm)	Ns (kg)	n	φ	σs (Kg/cm ²)	σsr (Kg/cm ²)	sm (mm)	εsm (%)	wk (mm)
V 201	Inferior	4989	1590	2	16	3052	1082	100,5	1,43	0,24
	Superior	9565		2	20	3536	692	99,2	1,73	0,29
V 202	Inferior	5039	473	2	16	2828	1082	100,5	1,31	0,22
	Superior	9604		2	20	3390	692	99,2	1,66	0,28
V 203	Inferior	2305	1357	2	12	2574	1923	102,7	0,93	0,16
	Superior	4667		2	16	2725	1082	100,5	1,26	0,21
V 204	Inferior	4105	1420	2	16	2536	1082	100,5	1,15	0,20
	Superior	7460		2	20	2784	692	99,2	1,35	0,23

V 205	Inferior	4305	133	2	16	2347	1082	100,5	1,05	0,18
	Superior	7509		2	20	2611	692	99,2	1,26	0,21
V 206	Inferior	2484	230	2	12	2479	1923	102,7	0,87	0,15
	Superior	4947		2	16	2725	1082	100,5	1,26	0,21
V 207	Inferior	2818	200	2	12	2788	192	102,7	1,06	0,19
	Superior	5481		2	16	3008	1082	100,5	1,41	0,24
V 251	Inferior	853	-	2	12	La sección no fisura				
	Superior	0		2	8	La sección no fisura				
V 252	Inferior	1228	-	2	12	La sección no fisura				
	Superior	705		2	12	La sección no fisura				
V 253	Inferior	179	-	2	12	La sección no fisura				
	Superior	1004		2	12	La sección no fisura				
V 254	Inferior	1302	-	2	12	La sección no fisura				
	Superior	635		2	12	La sección no fisura				
V 255	Inferior	102	-	2	12	La sección no fisura				
	Superior	663		2	12	La sección no fisura				

Índice 300

Viga	Armadura	Ms (kgm)	Ns (kg)	n	φ	σs (Kg/cm ²)	σsr (Kg/cm ²)	sm (mm)	εsm (%)	wk (mm)
V 301	Inferior	5039	923	2	16	2861	1082	100,5	1,33	0,23
	Superior	9533		2	20	3386	692	99,21	1,66	0,28
V 302	Inferior	5102	2563	2	16	3139	1082	100,5	1,48	0,25
	Superior	8719		2	20	3261	692	99,21	1,59	0,27
V 303	Inferior	2004	1490	2	12	2320	1923	102,66	0,76	0,13
	Superior	3958		2	16	2361	1082	100,5	1,06	0,18
V 304	Inferior	2670	1413	2	12	2940	1923	102,66	1,16	0,20
	Superior	5074		2	16	2953	1082	100,5	1,38	0,24
V 305	Inferior	5716	2973	2	16	3532	1082	100,5	1,68	0,29
	Superior	10291		2	25	2460	443	98,17	1,21	0,20
V 306	Inferior	1758	1757	2	12	La sección no fisura				
	Superior	3502		2	12	3830	1923	102,66	1,67	0,29
V 307	Inferior	1825	530	2	12	La sección no fisura				
	Superior	3618		2	12	3687	1923	102,66	1,59	0,28
V 351	Inferior	846	-	2	12	La sección no fisura				
	Superior	0		2	8	-	-	-	-	-
V 352	Inferior	1218	-	2	12	La sección no fisura				
	Superior	709		2	12	La sección no fisura				

V 353	Inferior	309	-	2	12	La sección no fisura
	Superior	1004		2	12	La sección no fisura
V 354	Inferior	1323	-	2	12	La sección no fisura
	Superior	614		2	12	La sección no fisura
V 355	Inferior	144	-	2	12	La sección no fisura
	Superior	628		2	12	La sección no fisura

Índice 400

Viga	Armadura	Ms (kgm)	Ns (kg)	n	ϕ	σ_s (Kg/cm ²)	σ_{sr} (Kg/cm ²)	sm (mm)	ϵ_{sm} (%)	wk (mm)
V 401	Inferior	4820	1645	2	16	1902	1082,00	100,5	1,35	0,23
	Superior	8266		2	20	3034	692,00	99,2	1,48	0,25
V 402	Inferior	4814	57	2	16	2603	1082,00	100,5	1,19	0,20
	Superior	7737		2	20	2704	692,00	99,2	1,31	0,22
V 403	Inferior	2514	1703	2	12	2948	1923,00	102,7	1,16	0,20
	Superior	5192		2	16	3064	1082,00	100,5	1,44	0,25
V 404	Inferior	2391	1716	2	12	2756	1923,00	102,7	1,04	0,18
	Superior	3306		2	12	3717	1923,00	102,7	1,61	0,28
V 405	Inferior	2893	1716	2	12	3236	1923,00	102,7	1,33	0,23
	Superior	4824		2	16	2902	1082,00	100,5	1,35	0,23
V 406	Inferior	2025	1702	2	12	2468	1923,00	102,7	0,86	0,15
	Superior	4355		2	16	2631	1082,00	100,5	1,20	0,21
V 451	Inferior	1014	-	2	12	La sección no fisura				
	Superior	0		2	8	La sección no fisura				
V 452	Inferior	2343	-	2	12	2259	1923	102,7	0,72	0,13
	Superior	1327		2	12	La sección no fisura				
V 453	Inferior	2401	-	2	12	2307	1923	102,7	0,75	0,13
	Superior	1170		2	12	La sección no fisura				
V 454	Inferior	1040	-	2	12	La sección no fisura				
	Superior	0		2	8	La sección no fisura				

Índice 500

Viga	Armadura	Ms (kgm)	Ns (kg)	n	ϕ	σ_s (Kg/cm ²)	σ_{sr} (Kg/cm ²)	sm (mm)	ϵ_{sm} (%)	wk (mm)
V 501	Inferior	7009	1898	2	20	2603	692,00	99,2	1,26	0,21
	Superior	6977		2	20	2603	692,00	99,2	1,26	0,21
V 502	Inferior	7063	319	2	20	2487	692,00	99,2	1,20	0,20

	Superior	6668		2	20	2349	692,00	99,2	1,12	0,19
V 503	Inferior	3087	1912	2	12	3482	1923,00	102,7	1,48	0,26
	Superior	5007		2	16	2986	1082,00	100,5	1,39	0,24
V 504	Inferior	2344	2005	2	12	2778	1923,00	102,7	1,06	0,18
	Superior	3288		2	12	3700	1923,00	102,7	1,60	0,28
V 505	Inferior	3298	2005	2	12	3700	1923,00	102,7	1,60	0,28
	Superior	4157		2	16	2568	1082,00	100,5	1,17	0,20
V 506	Inferior	2474	2044	2	12	2943	1923,00	102,7	1,16	0,20
	Superior	4028		2	16	2529	1082,00	100,5	1,15	0,20
V 551	Inferior	1827	-	2	12	La sección no fisura				
	Superior	0		2	8	La sección no fisura				
V 552	Inferior	5048	-	2	16	2703	1082	100,5	1,24	0,21
	Superior	1288		2	12	La sección no fisura				
V 553	Inferior	5073	-	2	16	2757	1082	100,5	1,27	0,22
	Superior	1252		2	12	La sección no fisura				
V 554	Inferior	1837	-	2	12	La sección no fisura				
	Superior	0		2	8	La sección no fisura				

Índice 600

Viga	Armadura	Ms (kgm)	Ns (kg)	n	ϕ	σ_s (Kg/cm ²)	σ_{sr} (Kg/cm ²)	sm (mm)	esm (%)	wk (mm)
V 601	Inferior	3123	3173	2	12	3840	1923	102,7	1,68	0,29
	Superior	7301		2	20	2828	692	99,2	1,37	0,23
V 602	Inferior	3267	1416	2	12	3514	1923	102,7	1,49	0,26
	Superior	8073		2	20	2928	692	99,2	1,42	0,24
V 603	Inferior	3014	1750	2	12	3359	1923	102,7	1,40	0,25
	Superior	5812		2	16	3402	1082	100,5	1,62	0,28
V 604	Inferior	1898	1698	2	12	La sección no fisura				
	Superior	3441		2	16	2113	1082	100,5	0,92	0,16
V 605	Inferior	2426	1698	2	12	2780	1923	102,7	1,06	0,18
	Superior	3983		2	16	2406	108	100,5	1,08	0,18
V 606	Inferior	2119	2003	2	12	2566	1923	102,7	0,92	0,16
	Superior	4505		2	16	2750	1082	100,5	1,27	0,22
V 651	Inferior	1204	-	2	12	La sección no fisura				
	Superior	0		2	8	La sección no fisura				
V 652	Inferior	1298	-	2	12	La sección no fisura				
	Superior	548		2	12	La sección no fisura				
V 653	Inferior	1442	-	2	12	La sección no fisura				

	Superior	548		2	12	La sección no fisura				
V 654	Inferior	1135	-	2	12	La sección no fisura				
	Superior	0		2	8	La sección no fisura				

Índice 700

Viga	Armadura	Ms (kgm)	Ns (kg)	n	φ	σs (Kg/cm2)	σsr (Kg/cm2)	sm (mm)	esm (%)	wk (mm)
V 701	Inferior	2345	4427	2	16	La sección no fisura				
	Superior	5481		2	16	3014	1340	100,5	1,36	0,23
V 702	Inferior	2105	3003	2	16	La sección no fisura				
	Superior	2980		2	16	La sección no fisura				
V 703	Inferior	2422	1579	2	16	La sección no fisura				
	Superior	5968		2	16	2796	134	100,5	1,24	0,21
V 704	Inferior	1930	-	2	16	La sección no fisura				
	Superior	0		2	8	La sección no fisura				
V 705	Inferior	5199	-	2	16	2229	1340,00	100,5	0,91	0,16
	Superior	10161		2	20	2788	858,00	99,2	1,33	0,22
V 706	Inferior	0	-	2	8	La sección no fisura				
	Superior	3996		2	16	1713	134,03	100,5	0,59	0,10
V 707	Inferior	4893	-	2	16	2098	134	100,5	0,83	0,14
	Superior	8822		2	20	2421	86	99,2	1,13	0,19
V 708	Inferior	2153	316	2	12	2588	162	102,7	1,04	0,18
	Superior	4876		2	16	2072	58	99,2	1,00	0,17
V 709	Inferior	1247	1698	2	16	La sección no fisura				
	Superior	2225		2	16	1706	90,92	100,5	0,73	0,13
V 710	Inferior	4350	1698	2	16	3097	91	100,5	1,48	0,25
	Superior	4766		2	20	2156	58	99,2	1,04	0,18
V 711	Inferior	6742	1698	2	20	2984	58	99,2	1,46	0,25
	Superior	6608		2	20	2928	58	99,2	1,43	0,24
V 751	Inferior	173	-	2	12	La sección no fisura				
	Superior	0		2	6	La sección no fisura				
V 752	Inferior	2043	-	2	16	La sección no fisura				
	Superior	0		2	6	La sección no fisura				
V 753	Inferior	4535	-	2	16	2968	909	100,5	1,41	0,24
	Superior	0		2	6	La sección no fisura				
V 754	Inferior	193	-	2	16	La sección no fisura				
	Superior	4262		2	16	1827	1340	100,5	0,67	0,11
V 755	Inferior	137	-	2	16	La sección no fisura				

	Superior	4168		2	16	1787	1340	100,5	0,64	0,11
V 756	Inferior	1643	-	2	16	La sección no fisura				
	Superior	455		2	16	La sección no fisura				
V 757	Inferior	683	-	2	16	La sección no fisura				
	Superior	0		2	6	La sección no fisura				

6 DISEÑO DE PILARES

Teniendo en cuenta lo presentado en el Capítulo 1.2 de la presente memoria se recuerda que el recubrimiento geométrico correspondiente a los pilares es de 2 *cm*. La altura de los pilares es de 2,6 *m* para los pilares de todos los pisos exceptuando los correspondientes a la Planta Baja cuya altura depende del nivel de la cara superior de la fundación sobre la que se encuentren.

Los pilares se componen por tres tipos de armaduras: armadura longitudinal, armadura transversal y ganchos.

La determinación de la armadura longitudinal se hace sobre la base de que el diámetro mínimo a colocarse es de 10 *mm*, respetándose la separación máxima de 30 *cm* definida por la Instrucción.

Por otra parte, se estipula que la armadura transversal sea materializada por estribos cerrados cuyo diámetro ϕ_t debe ser (según la Norma EHE-08) mayor o igual a un cuarto del diámetro máximo de armadura longitudinal. La separación entre un estribo y otro s_t debe cumplir que:

$$s_t \leq \begin{cases} 15\phi_{\min} \\ b_{\min} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Donde:

- ϕ_{\min} : Diámetro mínimo de armadura longitudinal
- b_{\min} : Dimensión mínima del pilar

Los ganchos son los encargados de evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas y se colocan de manera intercalada en la sección en aquellos casos en los que los estribos no sean suficientes para proporcionar el arriostramiento. Para el posicionamiento de los mismos es preciso tener en cuenta que debe sujetarse una de cada dos barras longitudinales consecutivas de la misma cara y todas aquellas que se dispongan a una distancia mayor a 15 *cm*.

6.1 ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

6.1.1 PANTALLAS

El diseño de los pilares que conforman la estructura se lleva a cabo conforme a lo expuesto en el Artículo 43 de la Norma EHE-08. En el mencionado Artículo se afirma que para estructuras usuales de edificación de menos de 15 plantas en las que el desplazamiento máximo bajo cargas horizontales sea menor a 1/750 de la altura total, es suficiente comprobar cada pilar de forma aislada con los esfuerzos obtenidos a partir de la aplicación de la teoría de primer orden con su correspondiente longitud de pandeo.

De acuerdo al Capítulo 3 de la presente memoria es posible afirmar que el edificio en estudio cumple con los requerimientos mencionados en el párrafo anterior, por lo que se procede a realizar el estudio de los pilares aisladamente con las solicitaciones obtenidas en la estructura indeformada.

La comprobación de los pilares aislados puede efectuarse a partir de la aplicación del método aproximado presentado en la Norma siempre y cuando la esbeltez mecánica de los mismos sea menor a 100. Dadas las dimensiones de los pilares de la estructura y sus respectivos largos puede afirmarse que todos cumplen la condición mencionada por lo que es posible aplicar el método aproximado para el diseño de cada uno de ellos.

Método Aproximado

El método aproximado que presenta la Norma para el diseño de los pilares surge de la consideración de los efectos de segundo orden a partir de una excentricidad ficticia. Este propone dimensionar la armadura de la sección teniendo en cuenta que sobre ella actúa la directa de cálculo de primer orden con una excentricidad total (e_{tot}) que viene dada por la suma de la excentricidad ficticia (e_a) y la excentricidad de primer orden equivalente (e_e), obtenida a partir de las excentricidades de cálculo que toma la carga en cada extremo del pilar.

El método considera el pilar aislado con su correspondiente luz de pandeo, por lo que esta debe determinarse. Para ello es necesario determinar si la estructura presenta un comportamiento traslacional o intraslacional. Según lo expuesto en el Capítulo 3 de esta memoria se observa que los desplazamientos horizontales son muy pequeños en relación a la altura total del edificio, por lo que los efectos de segundo orden que estas deformaciones producen son despreciables, concluyéndose entonces que la estructura es intraslacional.

Habiéndose categorizado la estructura es posible hallar la longitud de pandeo de cada pilar y en cada dirección como $L_p = \alpha \cdot L$, donde L es la luz real del pilar y α se determina, para estructuras intraslacionales, como:

$$\alpha = \frac{0,64 + 1,4 \cdot (\Psi_{sup} + \Psi_{inf}) + 3 \cdot \Psi_{sup} \cdot \Psi_{inf}}{1,28 + 2 \cdot (\Psi_{sup} + \Psi_{inf}) + 3 \cdot \Psi_{sup} \cdot \Psi_{inf}}$$

Los parámetros Ψ son función de las rigideces relativas de las vigas ($(\Sigma EI/L)_{vigas}$) y pilares ($(\Sigma EI/L)_{pilares}$) que concurren en los nudos extremos superior e inferior (Ψ_{sup} y Ψ_{inf} respectivamente) del elemento que se está considerando. Para el pandeo de los pilares cuando se deforman según el plano $y - y$ (asociado en general a la dirección de menor inercia I_x), los $\Psi_{x,sup}$ y $\Psi_{x,inf}$ toman un valor igual a ∞ ya que los pilares se consideran como biapoyados en esa dirección. En dichos casos el valor de α_x para determinar la longitud de pandeo en el plano $y - y$ es 1. En la dirección de pandeo según la mayor inercia (que para la mayoría de los pilares involucra la deformación en el plano $x - x$) se calculan los $\Psi_{y,sup}$ y $\Psi_{y,inf}$ como fue mencionado más arriba, determinando para cada pilar el valor de α_y . Cabe mencionar que cuando es posible, los pilares se consideran apoyados en la fundación por lo que el $\Psi_{y,inf}$ (asociado al nodo inferior) del pilar de Planta Baja vale ∞ . En los casos en los que no puede considerarse el pilar de Planta Baja apoyado en la fundación (ya que la armadura obtenida no entra en la sección del mismo) se calcula el correspondiente valor de $\Psi_{y,inf}$ como ya fue explicado.

A partir de los antedichos comentarios es posible calcular los valores de las longitudes de pandeo correspondientes a cada dirección, y con estas las excentricidades totales asociadas a cada pilar, en cada dirección. Se tiene que:

$$e_{tot} = e_e + e_a \geq e_2$$

Donde:

- e_e : Excentricidad de cálculo de primer orden equivalente; dada por:

$$e_e = 0,6 \cdot e_2 + 0,4 \cdot e_1 \geq 0,4 \cdot e_2$$

Teniéndose que e_1 y e_2 son las excentricidades de la directa en los extremos del pilar, tomando siempre el criterio de que $e_1 < e_2$ Con un mínimo de 2cm

- e_a : Excentricidad ficticia en la dirección considerada que tiene en cuenta efectos de segundo orden, calculada como:

$$e_a = (1 + 0,12 \cdot \beta)(\varepsilon_y + 0,0035) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{L_p^2}{50i_c}$$

Teniéndose que:

- β : Factor de armado, que se toma igual a 3
- ε_y : Deformación del acero para la tensión de cálculo f_{yd} , calculada como $\varepsilon_y = f_{yd}/E_s$ que toma un valor de $\varepsilon_y = 2,07 \text{ ‰}$
- h : Altura de la sección del pilar, dependiendo de la dirección que se considere
- L_p : Longitud de pandeo del pilar en la dirección considerada
- i_c : Radio de giro de la sección del pilar en la correspondiente dirección

En las tablas que siguen se detallan los resultados obtenidos para cada uno de los pilares. Interesa destacar que se estudia el pandeo de los mismos en ambas direcciones principales; en una de ellas (en general en la dirección y) se tiene momento de primer orden y por lo tanto también se tiene una excentricidad de primer orden $e_{e,y}$ asociada, mientras que en la otra dirección (que suele ser la x) el momento de primer orden es nulo por lo que también lo es su respectiva $e_{e,x}$. En las tablas se exponen únicamente los momentos de primer orden en la dirección que no son nulos.

Pilar 1

	SP. Baja	SP 1	SP 2	SP 3	SP 4	SP 5	SP 6	SP 7	SP 8	SP 9	SP 10	SP 11
$N \text{ (kg)}$	157935	143444	130503	117562	104621	91680	78774	64113	49452	34791	17162	7109
$M_y \text{ (kgm)}$	13539	13687	13687	13687	13687	13644	13820	13820	13820	10330	8377	3623
$\Psi_{y,sup}$	17,47	20,16	20,16	20,16	20,16	20,16	20,16	20,16	20,16	20,16	20,16	5,16
$\Psi_{y,inf}$	∞	20,16	20,16	20,16	20,16	20,16	20,16	20,16	20,16	20,16	20,16	20,16
α_y	0,99	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,96
$L_{p,y} \text{ (m)}$	296,69	255,04	255,04	255,04	255,04	255,04	255,04	255,04	255,04	255,04	255,04	248,69
$e_{tot,x} \text{ (cm)}$	9,23	10,05	11,00	12,17	13,62	15,47	18,10	22,13	28,54	40,34	60,83	118,46
$M_{tot,y} \text{ (kgm)}$	14570	14416	14361	14304	14247	14187	14260	14188	14113	14034	10439	8421
$\Psi_{x,sup}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
$\Psi_{x,inf}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
α_x	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

$L_{p,x}$ (m)	300,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00
$e_{tot,y}$ (cm)	3,63	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73
$M_{tot,x}$ (kgm)	5739	3915	3562	3209	2855	2502	2150	1750	1350	950	468	194
Armadura	14φ20	14φ16	14φ16	14φ16	14φ16	14φ10	14φ10	14φ10	14φ10	14φ10	14φ10	14φ10
Ratio	93%	95%	88%	82%	75%	96%	87%	77%	68%	60%	43%	34%
Estribos	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13

Pilar 3

	SP. Baja	SP 1	SP 2	SP 3	SP 4	SP 5	SP 6	SP 7	SP 8	SP 9	SP 10	SP 11
N (kg)	159026	144379	131311	118243	105175	92107	79002	64261	49520	34779	17087	6860
M_y (kgm)	13596	13771	13771	13771	13771	13797	12872	12872	12872	9385	8495	3695
$\Psi_{y,sup}$	14,36	20,16	20,16	20,16	20,16	20,16	20,16	20,16	20,16	20,16	20,16	5,16
$\Psi_{y,inf}$	∞	20,16	20,16	20,16	20,16	20,16	20,16	20,16	20,16	20,16	20,16	20,16
α_y	0,99	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,96
$L_{p,y}$ (m)	360,14	255,04	255,04	255,04	255,04	255,04	255,04	255,04	255,04	255,04	255,04	248,69
$e_{tot,x}$ (cm)	9,51	10,05	11,00	12,17	13,63	15,53	18,02	20,60	26,58	37,62	55,55	124,46
$M_{tot,y}$ (kgm)	15130	14505	14449	14392	14334	14300	14238	13238	13163	13084	9493	8538
$\Psi_{x,sup}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
$\Psi_{x,inf}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
α_x	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$L_{p,x}$ (m)	365,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00
$e_{tot,y}$ (cm)	5,38	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73
$M_{tot,x}$ (kgm)	8554	3941	3584	3227	2871	2514	2156	1754	1352	949	466	187
Armadura	20φ20	20φ16	20φ16	20φ10	20φ10	20φ10	20φ10	20φ10	20φ10	20φ10	20φ10	20φ10
Ratio	99%	81%	75%	99%	90%	86%	78%	67%	58%	50%	33%	28%
Estribos	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13

Pilar 4

	SP. Baja	SP 1	SP 2	SP 3	SP 4	SP 5	SP 6	SP 7	SP 8	SP 9	SP 10	SP 11
N (kg)	224708	205525	186761	167997	149233	130469	111544	90957	70370	49783	31663	13573
M_y (kgm)	2397	2811	2811	2811	2811	2911	3246	3246	3246	2135	2457	1055
$\Psi_{y,sup}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
$\Psi_{y,inf}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
α_y	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$L_{p,y}$ (m)	300,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00
$e_{tot,x}$ (cm)	0,97	1,54	1,76	1,93	2,15	2,47	3,06	3,85	4,90	5,93	7,67	14,32
$M_{tot,y}$ (kgm)	2175	3170	3293	3248	3203	3219	3417	3502	3452	2951	2428	1944
$\Psi_{x,sup}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
$\Psi_{x,inf}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞

α_x	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$L_{p,x}$ (m)	300,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00
$e_{tot,y}$ (cm)	3,63	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73
$M_{tot,x}$ (kgm)	8165	5609	5097	4585	4073	3561	3044	2482	1921	1359	864	370
Armadura	14φ20	14φ16	14φ16	14φ10	14φ10	14φ10	14φ10	14φ10	14φ10	14φ10	14φ10	14φ10
Ratio	97%	92%	81%	92%	79%	69%	59%	48%	37%	27%	17%	8%
Estribos	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13

Pilar 5

	SP. Baja	SP 1	SP 2	SP 3	SP 4	SP 5	SP 6	SP 7	SP 8	SP 9	SP 10	SP 11
N (kg)	217598	199107	180977	162847	144717	126587	108576	88311	68046	47781	29927	12693
M_y (kgm)	1998	2548	2548	2548	2548	2368	2881	2881	2881	1830	2367	1904
$\Psi_{y,sup}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
$\Psi_{y,inf}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
α_y	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$L_{p,y}$ (m)	285,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00
$e_{tot,x}$ (cm)	0,85	1,42	1,66	1,82	2,02	2,22	2,73	3,54	4,52	5,45	7,50	17,55
$M_{tot,y}$ (kgm)	1839	2833	3013	2970	2926	2810	2969	3127	3077	2603	2246	2228
$\Psi_{x,sup}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
$\Psi_{x,inf}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
α_x	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$L_{p,x}$ (m)	285,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00
$e_{tot,y}$ (cm)	3,28	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73
$M_{tot,x}$ (kgm)	7136	5434	4939	4445	3950	3455	2963	2410	1857	1304	817	346
Armadura	14φ20	14φ16	14φ16	14φ10	14φ10	14φ10	14φ10	14φ10	14φ10	14φ10	14φ10	14φ10
Ratio	88%	89%	78%	70%	76%	57%	47%	36%	25%		16%	8%
Estribos	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13	φ6/13

Pilar 6

	SP. Baja	SP 1	SP 2	SP 3	SP 4	SP 5	SP 6	SP 7	SP 8	SP 9	SP 10	SP 11
N (kg)	152423	139288	128546	117804	107062	96320	84554	70713	56872	43031	25430	11419
M_y (kgm)	7791	6977	6977	6977	6977	6291	8615	8615	8615	8771	8879	16876
$\Psi_{y,sup}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
$\Psi_{y,inf}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
α_y	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$L_{p,y}$ (m)	300,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00
$e_{tot,x}$ (cm)	3,40	5,63	5,70	6,20	6,80	7,24	9,39	12,50	15,47	20,58	35,11	120,19
$M_{tot,y}$ (kgm)	5190	7846	7329	7304	7279	6977	7937	8836	8800	8855	8929	13724
$\Psi_{x,sup}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞

$\Psi_{x,inf}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
α_x	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$L_{p,x}$ (m)	300,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00
$e_{tot,y}$ (cm)	3,63	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73
$M_{tot,x}$ (kgm)	5539	3802	3508	3215	2922	2629	2308	1930	1552	1174	694	312
Armadura	14 ϕ 10	14 ϕ 10	14 ϕ 10	14 ϕ 10	14 ϕ 10	14 ϕ 10	14 ϕ 10	14 ϕ 10	14 ϕ 10	14 ϕ 10	14 ϕ 10	14 ϕ 10
Ratio	93%	77%	67%	62%	56%	51%	45%	38%	32%	25%	18%	27%
Estribos	ϕ 6/13	ϕ 6/13	ϕ 6/13	ϕ 6/13	ϕ 6/13	ϕ 6/13	ϕ 6/13	ϕ 6/13	ϕ 6/13	ϕ 6/13	ϕ 6/13	ϕ 6/13

Pilar 7

	SP. Baja	SP 1	SP 2	SP 3	SP 4	SP 5	SP 6	SP 7	SP 8	SP 9	SP 10	SP 11
N (kg)	152865	134119	124869	115619	106369	97119	87877	74183	60489	46795	29225	14838
M_y (kgm)	5939	6994	6994	6994	6994	6772	8430	8430	8430	8710	9261	17118
$\Psi_{y,sup}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
$\Psi_{y,inf}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
α_y	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$L_{p,y}$ (m)	365,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00
$e_{tot,x}$ (cm)	2,82	5,17	5,88	6,33	6,86	7,40	9,13	11,67	14,26	18,71	31,30	94,59
$M_{tot,y}$ (kgm)	4306	6934	7338	7316	7294	7183	8027	8659	8624	8755	9147	14035
$\Psi_{x,sup}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
$\Psi_{x,inf}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
α_x	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$L_{p,x}$ (m)	365,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00
$e_{tot,y}$ (cm)	5,38	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73
$M_{tot,x}$ (kgm)	8222	3660	3408	3156	2903	2651	2398	2025	1651	1277	798	405
Armadura	14 ϕ 16	14 ϕ 10	14 ϕ 10	14 ϕ 10	14 ϕ 10	14 ϕ 10	14 ϕ 10	14 ϕ 10	14 ϕ 10	14 ϕ 10	14 ϕ 10	14 ϕ 10
Ratio	97%	69%	66%	61%	56%	52%	47%	37%	34%	27%	21%	27%
Estribos	ϕ 6/13	ϕ 6/13	ϕ 6/13	ϕ 6/13	ϕ 6/13	ϕ 6/13	ϕ 6/13	ϕ 6/13	ϕ 6/13	ϕ 6/13	ϕ 6/13	ϕ 6/13

Pilar 8

	SP. Baja
N (kg)	10644
M_y (kgm)	10410
$\Psi_{y,sup}$	4,23
$\Psi_{y,inf}$	∞
α_y	0,96
$L_{p,y}$ (m)	350,08
$e_{tot,x}$ (cm)	59,94
$M_{tot,y}$ (kgm)	6380

$\Psi_{x,sup}$	∞
$\Psi_{x,inf}$	∞
α_x	1,00
$L_{p,x}$ (m)	365,00
$e_{tot,y}$ (cm)	2,80
$M_{tot,x}$ (kgm)	298
Armadura	8ϕ10
Ratio	28%
Estribos	ϕ6/15

Pilar 9

	SP. Baja	SP 1	SP 2	SP 3	SP 4	SP 5	SP 6	SP 7	SP 8	SP 9	SP 10	SP 11
N (kg)	93083	85192	77090	68988	60886	52784	45687	37567	29447	21327	11584	2575
M_y (kgm)	5325	5303	5303	5303	5303	4891	5771	5771	5771	4619	6580	2081
$\Psi_{y,sup}$	9,47	9,47	9,47	9,47	9,47	9,47	9,47	9,47	9,47	9,47	9,47	8,18
$\Psi_{y,inf}$	8,18203	9,47	9,47	9,47	9,47	9,47	9,47	9,47	9,47	9,47	9,47	9,47
α_y	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96
$L_{p,y}$ (m)	287,48	249,87	249,87	249,87	249,87	249,87	249,87	249,87	249,87	249,87	249,87	249,15
$e_{tot,x}$ (cm)	4,09	6,79	7,44	8,26	9,29	10,33	13,25	16,00	20,25	27,74	57,52	256,29
$M_{tot,y}$ (kgm)	3807	5784	5733	5695	5657	5450	6052	6009	5964	5916	6664	6599
$\Psi_{x,sup}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
$\Psi_{x,inf}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
α_x	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$L_{p,x}$ (m)	300,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00
$e_{tot,y}$ (cm)	3,63	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73
$M_{tot,x}$ (kgm)	3382	2325	2104	1883	1662	1441	1247	1025	804	582	316	70
Armadura	8ϕ10	8ϕ10	8ϕ10	8ϕ10	8ϕ10	8ϕ10	8ϕ10	8ϕ10	8ϕ10	8ϕ10	8ϕ10	8ϕ10
Ratio	65%	51%	46%	42%	37%	33%	30%	25%	21%	17%	13%	20%
Estribos	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13

Pilar 10

	SP. Baja	SP 1	SP 2	SP 3	SP 4	SP 5	SP 6	SP 7	SP 8	SP 9	SP 10	SP 11
N (kg)	198003	177982	158652	139322	119992	100662	83024	68079	53134	38189	23713	9207
M_y (kgm)	31	194	194	194	194	900	2068	2068	2068	2080	3317	3554
$\Psi_{y,sup}$	7,37	8,51	8,51	8,51	8,51	8,51	3,85	3,85	3,85	3,85	1,14	0,97
$\Psi_{y,inf}$	∞	8,51	8,51	8,51	8,51	8,51	8,51	3,85	3,85	3,85	1,14	1,14
α_y	1,00	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,94	0,91	0,91	0,91	0,79	0,78
$L_{p,y}$ (m)	300,00	248,83	248,83	248,83	248,83	248,83	243,15	237,64	237,64	237,64	206,41	203,84
$e_{tot,x}$ (cm)	0,65	0,57	0,58	0,61	0,63	1,48	3,15	3,69	4,56	6,14	14,83	39,46

$M_{tot,y} (kgm)$	1289	1012	928	843	759	1486	2616	2510	2424	2346	3518	3633
$\Psi_{x,sup}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
$\Psi_{x,inf}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
α_x	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$L_{p,x} (m)$	300,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00
$e_{tot,y} (cm)$	2,78	2,09	2,09	2,09	2,09	2,09	2,09	2,09	2,09	2,09	2,09	2,09
$M_{tot,x} (kgm)$	5502	3715	3311	2908	2504	2101	1733	1421	1109	797	495	192
Armadura	10φ20	10φ16	10φ12	10φ12	10φ10	10φ10	10φ10	10φ10	10φ10	10φ10	8φ10	8φ10
Ratio	93%	89%	92%	80%	74%	62%	52%	43%	34%	25%	38%	41%
Estribos	φ6/15	φ6/15	φ6/15	φ6/15	φ6/15	φ6/15	φ6/15	φ6/15	φ6/15	φ6/15	φ6/15	φ6/15

Pilar 11

	SP. Baja	SP 1	SP 2	SP 3	SP 4	SP 5	SP 6	SP 7	SP 8	SP 9	SP 10	SP 11
$N (kg)$	178501	162213	145310	128407	111504	94601	72589	58563	44537	30511	16360	5575
$M_y (kgm)$	3205	2967	2967	2967	2967	5687	1024	1024	1024	769	1383	575
$\Psi_{y,sup}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞	0,16	0,16	0,16	0,16	0,79	0,70
$\Psi_{y,inf}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	0,16	0,16	0,16	0,16	0,79
α_y	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,58	0,58	0,58	0,66	0,74
$L_{p,y} (m)$	300,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	151,32	151,32	151,32	171,48	192,76
$e_{tot,x} (cm)$	5,21	4,47	4,66	4,98	5,39	9,14	6,90	2,61	3,20	3,79	9,14	17,02
$M_{tot,y} (kgm)$	1405	959	859	759	659	559	429	346	263	180	1495	949
$\Psi_{x,sup}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
$\Psi_{x,inf}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
α_x	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$L_{p,x} (m)$	300,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00
$e_{tot,y} (cm)$	0,79	0,59	0,59	0,59	0,59	0,59	0,59	0,59	0,59	0,59	1,48	1,48
$M_{tot,x} (kgm)$	9307	7258	6770	6392	6009	8650	5008	1531	1426	1156	242	82
Armadura	8φ20	8φ16	8φ16	8φ12	8φ10	8φ10	8φ10	8φ10	8φ10	8φ10	6φ10	6φ10
Ratio	88%	93%	84%	86%	81%	80%	56%	39%	30%	21%	19%	25%
Estribos	φ6/15	φ6/15	φ6/15	φ6/15	φ6/15	φ6/15	φ6/15	φ6/15	φ6/15	φ6/15	φ6/15	φ6/15

Pilar 12

	SP. Baja	SP 1	SP 2	SP 3	SP 4	SP 5	SP 6	SP 7	SP 8	SP 9	SP 10	SP 11
$N (kg)$	222658	199956	176005	152054	128103	104152	81612	66538	51464	36390	21760	7347
$M_y (kgm)$	2422	1588	1588	1588	1588	2780	2161	2161	2161	931	395	353
$\Psi_{y,sup}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞	3,89	3,89	3,89	3,89	1,19	1,03
$\Psi_{y,inf}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	3,89	4,03	3,89	1,15	1,19
α_y	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,91	0,92	0,91	0,80	0,79
$L_{p,y} (m)$	320,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	237,81	238,14	237,81	207,28	205,54

$e_{tot,x}$ (cm)	2,08	1,60	1,54	1,70	1,91	3,43	3,72	3,90	4,88	4,58	3,53	5,81
$M_{tot,y}$ (kgm)	4640	3209	2709	2581	2450	3574	3040	2597	2511	1667	769	427
$\Psi_{x,sup}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
$\Psi_{x,inf}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
α_x	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$L_{p,x}$ (m)	241,56	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00
$e_{tot,y}$ (cm)	3,16	2,09	2,09	2,09	2,09	2,09	2,09	2,09	2,09	2,09	2,09	2,09
$M_{tot,x}$ (kgm)	7039	4173	3673	3174	2674	2174	1703	1389	1074	759	454	153
Armadura	14ϕ20	14ϕ16	14ϕ16	14ϕ10	14ϕ10	14ϕ10	14ϕ10	14ϕ10	14ϕ10	14ϕ10	10ϕ10	10ϕ10
Ratio	100%	84%	79%	89%	75%	62%	49%	40%	32%	22%	20%	7%
Estribos	ϕ6/15	ϕ6/15	ϕ6/15	ϕ6/15	ϕ6/15	ϕ6/15	ϕ6/15	ϕ6/15	ϕ6/15	ϕ6/15	ϕ6/15	ϕ6/15

Pilar 13

	SP. Baja	SP 1	SP 2	SP 3	SP 4	SP 5	SP 6	SP 7	SP 8	SP 9	SP 10	SP 11
N (kg)	175086	147951	126403	104855	83307	61759	43330	36056	28782	21508	12695	4449
M_y (kgm)	8874	6060	6060	6060	6060	1655	4457	4457	4457	3304	5256	2007
$\Psi_{y,sup}$	3,19	12,75	12,75	12,75	12,75	8,09	8,09	8,09	8,09	8,09	8,97	7,75
$\Psi_{y,inf}$	1,63623	4,48	12,75	12,75	12,75	12,75	8,09	8,09	8,09	8,09	8,09	8,97
α_y	0,87	0,95	0,97	0,97	0,97	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96
$L_{p,y}$ (m)	316,49	246,23	252,33	252,33	252,33	250,30	248,30	248,30	248,30	248,30	248,83	248,59
$e_{tot,x}$ (cm)	6,18	5,53	5,50	6,49	8,00	6,23	11,00	13,09	16,22	18,24	42,16	75,08
$M_{tot,y}$ (kgm)	10819	8176	6948	6809	6665	3849	4768	4718	4668	3923	5352	3340
$\Psi_{x,sup}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
$\Psi_{x,inf}$	0,14	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
α_x	0,75	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$L_{p,x}$ (m)	274,86	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00
$e_{tot,y}$ (cm)	3,05	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73
$M_{tot,x}$ (kgm)	5341	4038	3450	2862	2274	1686	1183	984	786	587	346	121
Armadura	14ϕ20	14ϕ20	14ϕ16	14ϕ16	14ϕ10	14ϕ10	14ϕ10	14ϕ10	14ϕ10	14ϕ10	14ϕ10	14ϕ10
Ratio	101%	80%	91%	74%	76%	74%	42%	37%	32%	25%	25%	16%
Estribos	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13

Pilar 14

	SP. Baja	SP 1	SP 2	SP 3	SP 4	SP 5
N (kg)	71097	47887	37726	27565	17404	7243
M_y (kgm)	21441	10781	10781	10781	10781	6560
$\Psi_{y,sup}$	2,19	8,76	8,76	8,76	8,76	8,76
$\Psi_{y,inf}$	1E+13	3,08	8,76	8,76	8,76	8,76
α_y	0,93	0,93	0,96	0,96	0,96	0,96

$L_{p,y}$ (m)	339,49	240,99	249,12	249,12	249,12	249,12
$e_{tot,x}$ (cm)	31,61	45,53	29,36	39,91	62,77	149,69
$M_{tot,y}$ (kgm)	22474	21802	11075	11001	10924	10842
$\Psi_{x,sup}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞
$\Psi_{x,inf}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞
α_x	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$L_{p,x}$ (m)	365,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00
$e_{tot,y}$ (cm)	5,38	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73
$M_{tot,x}$ (kgm)	3824	1307	1030	752	475	198
Armadura	12ϕ20	12ϕ16	12ϕ10	12ϕ10	12ϕ10	12ϕ10
Ratio	99%	84%	70%	67%	66%	73%
Estribos	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13

Pilar 15

	SP. Baja	SP 1	SP 2	SP 3	SP 4	SP 5
N (kg)	59747	49242	39705	30168	20631	11094
M_y (kgm)	12160	12528	12528	12528	12528	16046
$\Psi_{y,sup}$	20,90	24,11	24,11	24,11	24,11	12,05
$\Psi_{y,inf}$	∞	24,11	24,11	24,11	24,11	24,11
α_y	0,99	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98
$L_{p,y}$ (m)	297,22	255,82	255,82	255,82	255,82	253,86
$e_{tot,x}$ (cm)	21,13	26,03	32,16	42,15	61,36	145,29
$M_{tot,y}$ (kgm)	12623	12819	12768	12715	12660	16119
$\Psi_{x,sup}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞
$\Psi_{x,inf}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞
α_x	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$L_{p,x}$ (m)	300,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00
$e_{tot,y}$ (cm)	3,63	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73
$M_{tot,x}$ (kgm)	2171	1344	1084	823	563	303
Armadura	10ϕ10	10ϕ10	10ϕ10	10ϕ10	10ϕ10	10ϕ10
Ratio	76%	58%	56%	52%	54%	82%
Estribos	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13

Pilar 16

	SP. Baja	SP 1	SP 2	SP 3	SP 4	SP 5
N (kg)	100802	84025	67894	51763	35632	19501

M_y (kgm)	5990	6447	6447	6447	6447	13492
$\Psi_{y,sup}$	7,55	9,30	9,30	9,30	9,30	4,65
$\Psi_{y,inf}$	∞	9,30	9,30	9,30	9,30	9,30
α_y	0,98	0,96	0,96	0,96	0,96	0,94
$L_{p,y}$ (m)	312,22	249,70	249,70	249,70	249,70	245,26
$e_{tot,x}$ (cm)	6,64	8,14	9,98	12,96	18,63	69,78
$M_{tot,y}$ (kgm)	6698	6841	6777	6710	6639	13607
$\Psi_{x,sup}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞
$\Psi_{x,inf}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞
α_x	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$L_{p,x}$ (m)	320,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00
$e_{tot,y}$ (cm)	4,13	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73
$M_{tot,x}$ (kgm)	4167	2293	1853	1413	972	532
Armadura	10ϕ16	10ϕ10	10ϕ10	10ϕ10	10ϕ10	10ϕ10
Ratio	88%	70%	59%	47%	37%	57%
Estribos	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13

Pilar 17

	SP. Baja	SP 1	SP 2	SP 3	SP 4	SP 5
N (kg)	84840	69466	54500	39534	24568	9602
M_y (kgm)	712	1323	1323	1323	1323	658
$\Psi_{y,sup}$	5,66	7,95	7,95	7,95	7,95	3,97
$\Psi_{y,inf}$	∞	7,95	7,95	7,95	7,95	7,95
α_y	0,97	0,95	0,95	0,95	0,95	0,93
$L_{p,y}$ (m)	353,46	248,11	248,11	248,11	248,11	243,10
$e_{tot,x}$ (cm)	1,55	2,28	2,81	3,75	5,82	14,27
$M_{tot,y}$ (kgm)	1311	1583	1533	1483	1430	1370
$\Psi_{x,sup}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞
$\Psi_{x,inf}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞
α_x	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$L_{p,x}$ (m)	365,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00
$e_{tot,y}$ (cm)	5,38	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73
$M_{tot,x}$ (kgm)	4563	1896	1487	1079	671	262
Armadura	10ϕ16	10ϕ10	10ϕ10	10ϕ10	10ϕ10	10ϕ10
Ratio	85%	54%	43%	32%	20%	10%
Estribos	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13

Pilar 18

	SP. Baja	SP 1	SP 2	SP 3	SP 4	SP 5
N (kg)	60764	50262	39588	28914	18240	7566
M_y (kgm)	6843	7832	7832	7832	7832	4515
$\Psi_{y,sup}$	11,92	16,74	16,74	16,74	16,74	8,37
$\Psi_{y,inf}$	∞	16,74	16,74	16,74	16,74	16,74
α_y	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,97
$L_{p,y}$ (m)	359,20	254,07	254,07	254,07	254,07	251,34
$e_{tot,x}$ (cm)	12,30	16,13	20,35	27,67	43,55	104,15
$M_{tot,y}$ (kgm)	7472	8106	8055	8002	7944	7880
$\Psi_{x,sup}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞
$\Psi_{x,inf}$	∞	∞	∞	∞	∞	∞
α_x	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$L_{p,x}$ (m)	365,00	260,00	260,00	260,00	260,00	260,00
$e_{tot,y}$ (cm)	5,38	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73
$M_{tot,x}$ (kgm)	3268	1372	1080	789	498	206
Armadura	10ϕ12	10ϕ10	10ϕ10	10ϕ10	10ϕ10	10ϕ10
Ratio	82%	49%	42%	36%	33%	37%
Estribos	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13	ϕ6/13

6.1.2 NÚCLEO

El diseño del núcleo se realiza según el Artículo 43 de la Norma EHE-08, al igual que el utilizado en los pilares restantes. Se verifica que la capacidad resistente última de la pieza en diferentes secciones sea mayor a las solicitaciones de diseño existentes según los distintos estados de carga estudiados.

Cómo ya se mencionó en el predimensionado, las solicitaciones en el núcleo provienen de las descargas que generan las losas en cada nivel al apoyarse en el mismo y a las acciones del viento. El último efecto es de gran importancia ya que su cálculo garantiza la estabilidad global del edificio.

Las descargas de cada índice provocan una directa excéntrica en cada uno de ellos, que se calcula determinando el baricentro de cargas a través del modelo de cálculo de la estructura realizado con elementos Shell en cada una de las plantas.

Se presenta en la figura que sigue la geometría del núcleo y en la tabla contigua los valores de directa y excentricidad correspondiente a cada sección de núcleo.

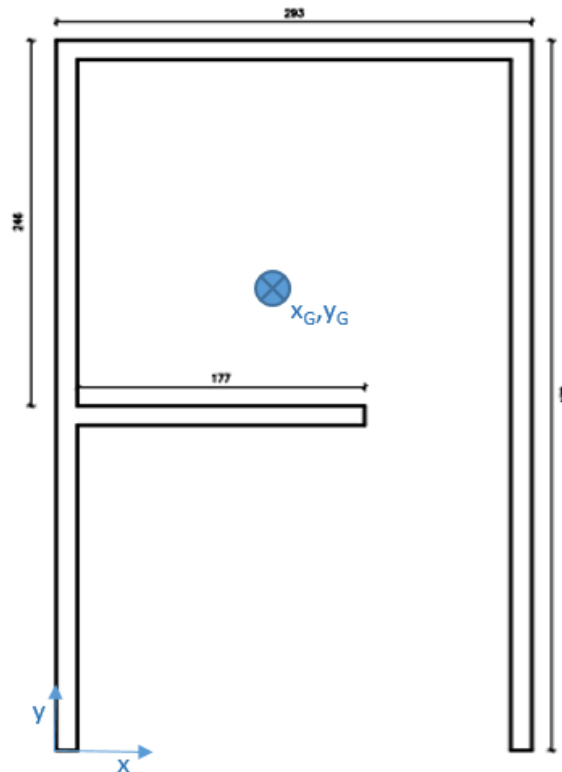


Figura 43: Geometría Núcleo en planta baja en cm - espesor: 13cm

A partir de Sobre Piso 1 el largo del núcleo disminuye a **4,75m** continuando del mismo valor el resto de las dimensiones.

Los valores del Centro de Gravedad del Núcleo se presentan desde los ejes encontrado en la Figura 42 para la Planta Baja y Sobre Piso 1 hasta final de la estructura encontrada respectivamente.

Planta Baja

$$x_G = 1,41 \text{ m}$$

$$y_G = 2,82 \text{ m}$$

Sobre Piso 1 hasta Sobre Piso 10

$$x_G = 1,41 \text{ m}$$

$$y_G = 2,98 \text{ m}$$

Luego de Sobre Piso 10 el núcleo muere continuando únicamente 6 pilares en su lugar para ser luego el apoyo del Tanque de Agua.

Solicitaciones por descarga losa

	$F_{\text{índice}} (t)$	$F_{\text{acumulada}} (t)$	$e_x (m)$	$e_y (m)$	$N_d (t)$	$M_{xd} (tm)$	$M_{yd} (tm)$
<i>Tanque</i>	37,9	37,9	-0,06	-0,95	37,9	36,0	-2,2
<i>Sobre piso 11</i>	41,7	79,6	0,09	-0,17	79,6	13,8	7,2
<i>Sobre piso 10</i>	77,6	157,2	0,11	-0,34	157,2	52,9	16,7
<i>Sobre piso 9</i>	62,4	219,6	0,11	-0,38	219,6	83,4	24,7
<i>Sobre piso 8</i>	64,2	283,8	0,12	-0,45	283,8	126,7	32,9
<i>Sobre piso 7</i>	64,2	348,0	0,12	-0,49	348,0	170,1	41,1
<i>Sobre piso 6</i>	64,2	412,2	0,12	-0,52	412,2	213,4	49,3
<i>Sobre piso 5</i>	60,7	472,9	0,13	-0,55	472,9	258,7	59,5
<i>Sobre piso 4</i>	58,2	531,1	0,13	-0,55	531,1	290,9	68,0
<i>Sobre piso 3</i>	58,2	589,3	0,13	-0,55	589,3	323,1	76,5
<i>Sobre piso 2</i>	58,8	648,1	0,13	-0,55	648,1	356,7	84,0
<i>Sobre piso 1</i>	58,1	706,2	0,13	-0,55	706,2	388,9	92,4
<i>Sobre planta baja</i>	59,6	765,8	0,13	-0,54	765,8	410,0	100,0

$F_{\text{índice}} (t)$ Directa que descargan las losas en cada nivel

$F_{\text{acumulada}} (t)$ Directa acumulada en cada nivel

$e_x (m)$ Excentricidad respecto a x de la directa acumulada desde el centro de gravedad del Núcleo

$e_y (m)$ Excentricidad respecto a y de la directa acumulada desde el centro de gravedad del Núcleo

$M_{xd} (tm)$ Momento de diseño respecto al eje x en el centro de gravedad del Núcleo

$M_{yd} (tm)$ Momento de diseño respecto al eje y en el centro de gravedad del Núcleo

A los valores de carga presentados se consideran también los valores de Momento debido al viento en cada una de las plantas. Con las consideraciones mencionadas se dimensiona el núcleo resultando con armadura mínima en todas las plantas salvo en Sobre Planta Baja y Sobre Piso 1 que se colocan refuerzos en las esquinas del mismo de mayor diámetro.

7 FUNDACIÓN

7.1 PILOTES

Cómo ya se presentó en el comienzo, la transmisión de las cargas de las pantallas al terreno se lleva a cabo con pilotes perforados, cuyo diámetro es de 60 cm . Para la separación mínima entre los mismos se adoptó $2,5\phi = 150 \text{ cm}$

7.2 CABEZALES

Se recuerdan la geometría de los cabezales determinada con las consideraciones presentadas en el Capítulo 2.4.2.

Tipo de Cabecal	$a \text{ (cm)}$	$b \text{ (cm)}$	$h \text{ (cm)}$
<i>Cabecal 1</i>	240	85	75
<i>Cabecal 2</i>	365	555	100
<i>Cabecal 3</i>	140	85	60

7.2.1 ARMADURA

Como criterio general de armado para los distintos tipos de cabecal se utiliza diámetro mínimo de barra $\phi 12$ a excepción de los estribos horizontales que se utiliza $\phi 10$ según las recomendaciones de la norma EHE 08.

El diseño de la armadura se realiza para la combinación de carga más desfavorable de Estado Límite Último de los pilares de Planta Baja ya que son las cargas que dimensionan la fundación

7.2.1.1 Cabecal de 1 pilote

Los cabezales de 1 pilote son los cabezales denominados tipo 3, ellos son una estructura para transmitir la carga del pilar a los pilotes de forma vertical mediante una biela de compresión. Para dimensionar sus hierros se consideraron estribos en las tres direcciones de cualidades mínimas de armado que surgen de disposiciones constructivas.

7.2.1.2 Cabecal de 2 pilote

Los cabezales de 2 pilotes son los cabezales denominados tipo 1. La armadura de los mismos consta de una armadura principal inferior y una armadura secundaria superior dispuestas en la dirección del lado largo del cabeza y a su vez se colocan estribos en dos direcciones, vertical y horizontal.

Para el cálculo de la armadura mencionada se sigue el Artículo 48 de la EHE.08. Comenzando por la armadura principal inferior, se dimensiona para una tracción de

$$T = \frac{N_d \cdot (v + a/4)}{0,85d} = A_s f_{yd}$$

N_d : Reacción de cálculo del pilote más solicitado

$$f_{yd} \leq 4000 \text{ kg/cm}^2$$

El resto de las variables se pueden observar en la figura que sigue

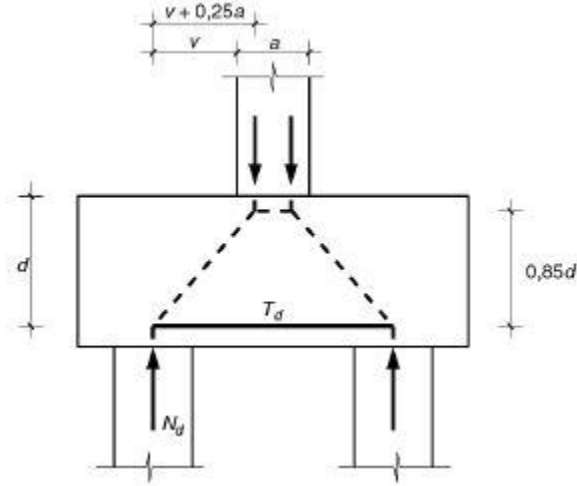


Figura 44: Diagrama de Bielas y Tirantes - Cabezal de pilotes

La armadura secundaria superior se determina para una capacidad mecánica del 10% de la armadura principal inferior, con una cuantía mínima de 0,4% del área de hormigón perpendicular a la dirección en la que trabajan. Para los estribos horizontales y verticales únicamente se considera la cuantía mínima ya mencionada.

En fundación se encuentran 9 cabezales de geometría tipo 1, que se armando todos de igual manera. Para ello se dimensionaron con las distintas cargas y valores para cada uno de los pilares en que descargan en ellos. Se presenta en la tabla a continuación el dimensionado más restrictivo

Carga última en Pilote y Armadura Principal inferior necesaria

N_d (kg)	$A_{ppal,nec}$ (cm ²)
99001,5	23,0

Armadura colocada Cabezal Tipo 1

Armadura	A_{real} (cm ²)	Nombre
6φ25	29,45	Armadura principal inferior
6φ12	6,79	Armadura principal superior
14φ12	31,67	Estribos verticales
6φ12	13,57	Estribos horizontales

7.2.1.3 Cabezal del Núcleo

El cabezal del Núcleo es el denominado cabezal tipo 2, luego de definida su geometría en el Capítulo 2.4.2 se procede a modelar el mismo en SAP2000 con el fin de obtener las reacciones en los

pilares y poder determinar los diagramas de bielas y tirantes que se dan en la descarga del Núcleo al cabezal.

El modelo consiste en una losa compuesta por elementos Shell Thick de altura igual a la del cabezal, apoyada en 12 zonas de resortes de área que tienen una rigidez aproximada:

$$k = P/\delta.$$

Donde P es la carga máxima que resiste el pilote, $113t$ según estudio geotécnico, y δ es el descenso del pilote una vez acomodado, $\delta = \text{máx}\left(1cm; \frac{\phi}{30}\right) = 2cm$

Además el modelo incluye las pantallas del núcleo como elementos Shell Thin desde Sobre Planta Baja hasta el cabezal con una placa infinitamente rígida superior en donde se colocan las solicitaciones correspondientes desde el baricentro del núcleo para poder aproximar la descarga a la fundación a dimensionar.

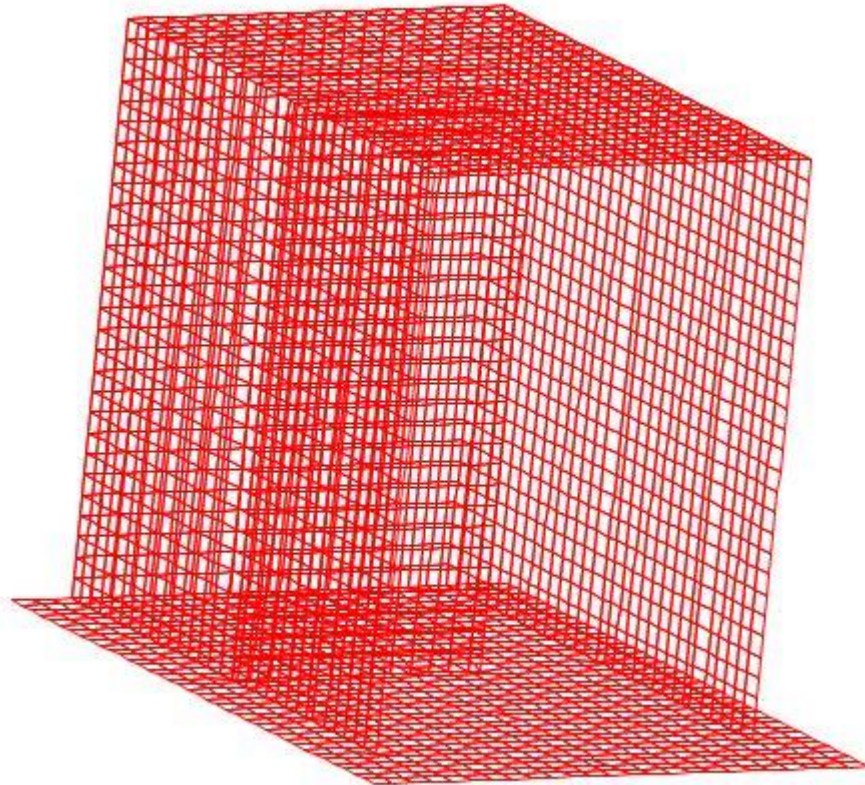


Figura 45: Modelo Cabezal 2 en SAP2000

Del análisis de los distintos estados de carga obtenidos por las combinaciones posibles de Viento y descarga de las plantas se obtienen los valores máximos de Reacción de los Pilotes las cuales se utilizan para determinar las tracciones en diagramas de bielas y tirantes simplificados en cada dirección correspondiente calculando de esa forma las armaduras a colocar en el cabezal rígido.

En el mismo se coloca armadura principal superior e inferior en las direcciones x e y en franjas que coinciden con la línea de pilotes en cada dirección y entre medio de ellas se coloca armadura secundaria dimensionada para llevar el 25% de la tracción utilizada para dimensionar la primera.

A su vez también se colocan estribos verticales y horizontales, los primeros se colocan en las franjas coincidentes con líneas de pilotes y ambos se dimensionan igual que en los cabezales anteriores.

En las figuras que siguen se muestran los esquemas simplificados de Bielas y Tirantes para dimensionar las distintas armaduras ya presentadas y sus valores en las tablas contiguas.

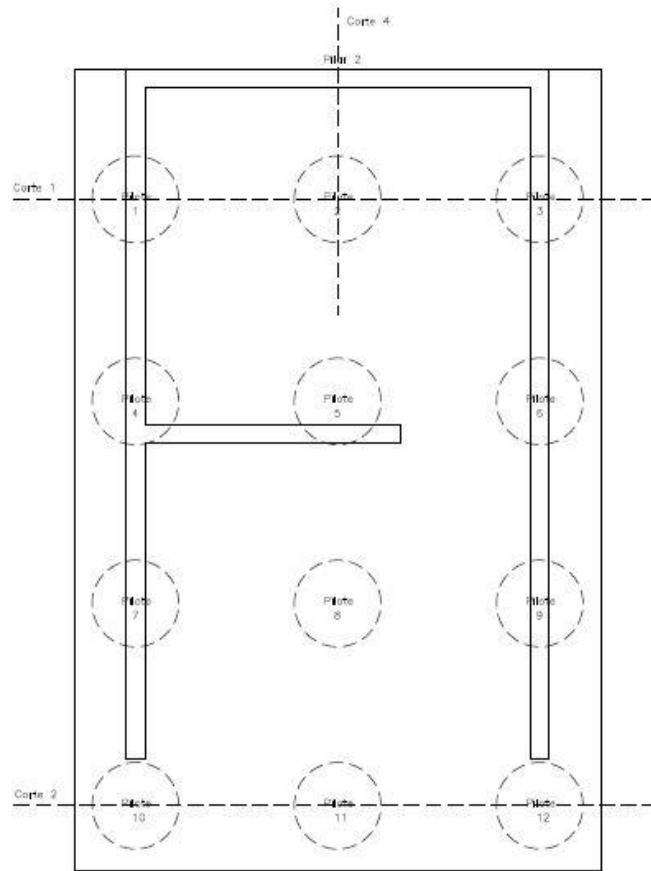


Figura 46: Cortes cabezal núcleo

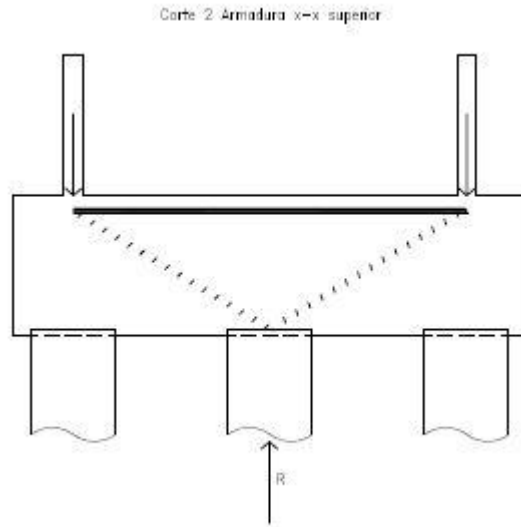


Figura 47: Armadura superior x-x

Armadura superior x-x colocada Cabezal Tipo 2

R (kg)	85877
T (kg)	75437
C (kg)	86801
A_{calc} (cm ²)	18,86
A_{real} (cm ²)	7 ϕ 20
A_{sec} (cm ²)	5 ϕ 12

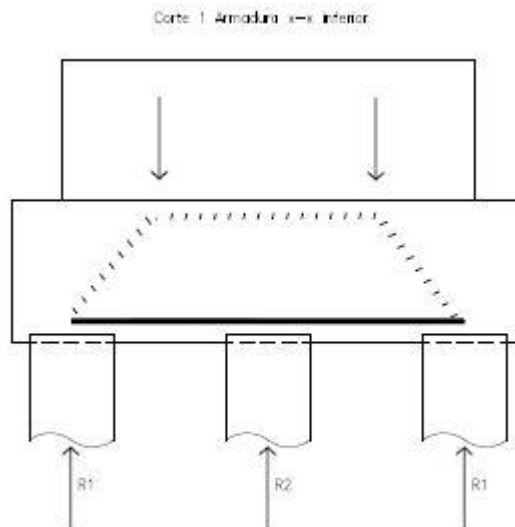


Figura 48: Armadura Inferior x-x

Armadura inferior x-x colocada Cabezal Tipo 2

R_1 (kg)	197172
R_2 (kg)	173869
T (kg)	181244
C (kg)	267817
A_{calc} (cm ²)	45,31
A_{real} (cm ²)	10 ϕ 25
A_{sec} (cm ²)	4 ϕ 20

Corte 4 Armadura y-y superior

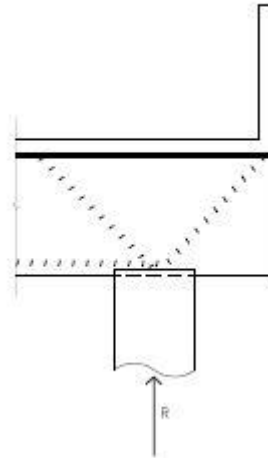


Figura 49: Armadura Superior y-y

Armadura superior y-y colocada Cabezal Tipo 2

R (kg)	197172
T (kg)	201239
C (kg)	281734
A_{calc} (cm ²)	50,31
A_{real} (cm ²)	11 ϕ 25
A_{sec} (cm ²)	4 ϕ 20

Corte 3 Armadura y-y inferior

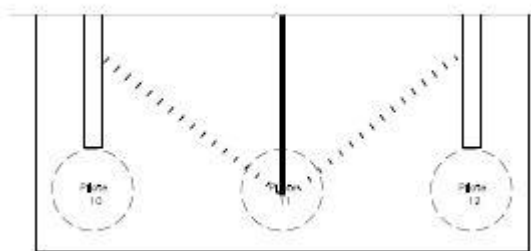


Figura 50: Armadura inferior y-y

Armadura inferior y-y colocada Cabezal Tipo 2

R (kg)	85877
T (kg)	68199
C (kg)	76249
A_{calc} (cm ²)	17,05
A_{real} (cm ²)	6 ϕ 20
A_{sec} (cm ²)	4 ϕ 12

7.3 VIGAS DE FUNDACIÓN

Cómo ya se mencionó anteriormente hay varios tipos de vigas y se dimensionan de manera distinta. Las vigas sobre las que no descargan pilares medianeros ni arriostran cabezales se dimensionan en ELU de igual manera que las vigas de planta considerando el esquema de cálculo correspondiente, ménsula, simplemente apoyada o biempotrada.

Para el resto de las vigas el diseño en ELU considera las solicitaciones correspondientes a los esfuerzos a los que están sometidas las mismas adicionándole otros dos esfuerzos.

El primer esfuerzo adicional se debe a la posibilidad de la existencia de una excentricidad entre el eje de pilotes y eje del pilar por lo que se considera una excentricidad mínima de 10 cm en las direcciones no arriostradas del cabezal.

El segundo esfuerzo adicional se debe a la posibilidad de un desplome de pilotes por lo que se considera una tracción uniforme de $10\%R$ donde R es la reacción en el pilote en ELU.

En el caso de vigas sobre las que descarga un pilar medianero se utiliza un esquema de ménsula corta ya que no cumple las hipótesis de teoría de vigas en la zona. Lo que sucede en estas vigas es que la armadura principal es de diámetros grandes (al menos 20mm) y la armadura con su respectivo diámetro de doblado queda lejos de la introducción de carga por lo que deben disponerse horquillas ancladas en la armadura de la viga para poder materializar el tirante.

Las horquillas a disponer se dimensionan para llevar el 70% de la carga que baja por el pilar. Para los estribos de dichas vigas se consideran dos efectos, el primero la apertura de la biela de compresión y el segunda la carga colgada que va por la armadura. Es por ello que se dimensionan para un $0,2$ de la compresión más un $0,5 \cdot 0,6$ de la carga.

En la figura que se muestra se esquematiza e diagrama de bielas y tirantes utilizado en la ménsula corta que se presenta en las vigas riostras para pilares medianeros

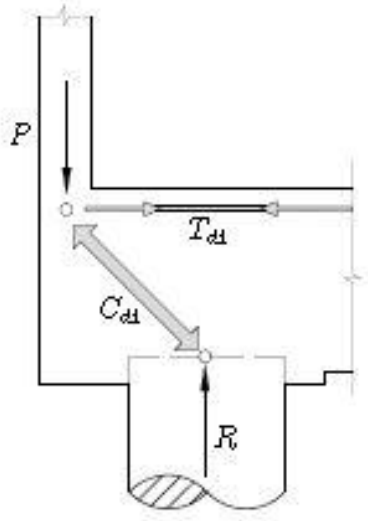


Figura 51: Esquema de Bielas y Tirantes para Vigas Riostras

Se presenta en las tablas que siguen las solicitaciones y armadura correspondientes a las vigas de fundación

▪ V001

<i>Geometría Viga 001</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	6,3
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>Biempotrada</i>

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{máx}⁻ (kgm)</i>	6811,3	<i>A_{s2,ne} (cm²)</i>	2,93	2φ16
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	3405,6	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	1,42	2φ16
<i>V_{máx} (kg)</i>	7013,0	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	4,02	φ8/25

▪ V002

<i>Geometría Viga 002</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	6,3
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>Biempotrada</i>

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
$M_{m\acute{a}x}^-$ (kgm)	6811,3	$A_{s2,ne}$ (cm ²)	2,93	2 ϕ 16
$M_{m\acute{a}x}^+$ (kgm)	3405,6	$A_{s1,nec}$ (cm ²)	1,42	2 ϕ 16
$V_{m\acute{a}x}$ (kg)	7104,0	$A_{st,i}$ (cm ² /m)	4,02	ϕ 8/25

- V003

<i>Geometría Viga 003</i>	
h (cm)	15
b (cm)	60
L_{cal} (m)	2,9
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>S. Apoyada</i>

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
$M_{m\acute{a}x}^-$ (kgm)	–	$A_{s2,ne}$ (cm ²)	–	2 ϕ 10
$M_{m\acute{a}x}^+$ (kgm)	1434,0	$A_{s1,nec}$ (cm ²)	1,38	2 ϕ 12
$V_{m\acute{a}x}$ (kg)	2231,0	$A_{st,i}$ (cm ² /m)	4,02	ϕ 8/25

- V004

<i>Geometría Viga 004</i>	
h (cm)	15
b (cm)	60
L_{cal} (m)	3,1
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>S. Apoyada</i>

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
$M_{m\acute{a}x}^-$ (kgm)	–	$A_{s2,ne}$ (cm ²)	–	2 ϕ 10
$M_{m\acute{a}x}^+$ (kgm)	1166,0	$A_{s1,nec}$ (cm ²)	1,38	2 ϕ 12
$V_{m\acute{a}x}$ (kg)	1616,0	$A_{st,i}$ (cm ² /m)	4,02	ϕ 8/25

- V005

<i>Geometría Viga 005</i>	
<i>h (cm)</i>	30
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	1,9
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>Mensula</i>

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{máx}⁻ (kgm)</i>	6382,9	<i>A_{s2,ne} (cm²)</i>	2,76	3φ12
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	–	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	–	2φ10
<i>V_{máx} (kg)</i>	6443,1	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	4,02	φ8/25

- V006

<i>Geometría Viga 006</i>	
<i>h (cm)</i>	25
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	3,1
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>S. Apoyada</i>

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{máx}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2,ne} (cm²)</i>	–	2φ10
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	2233,0	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,3	3φ12
<i>V_{máx} (kg)</i>	3041,0	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	4,02	φ8/25

- V007

<i>Geometría Viga 007</i>	
<i>h (cm)</i>	15
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	3,2
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>S. Apoyada</i>

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
$M_{m\acute{a}x}^-$ (kgm)	–	$A_{s2,ne}$ (cm ²)	–	2φ10
$M_{m\acute{a}x}^+$ (kgm)	1780,0	$A_{s1,nec}$ (cm ²)	1,38	2φ12
$V_{m\acute{a}x}$ (kg)	1954,0	$A_{st,i}$ (cm ² /m)	4,02	φ8/25

- V008

<i>Geometría Viga 008</i>	
h (cm)	15
b (cm)	60
L_{cal} (m)	3,6
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>S. Apoyada</i>

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
$M_{m\acute{a}x}^-$ (kgm)	–	$A_{s2,ne}$ (cm ²)	–	2φ10
$M_{m\acute{a}x}^+$ (kgm)	1489,8	$A_{s1,nec}$ (cm ²)	1,38	2φ12
$V_{m\acute{a}x}$ (kg)	1659,9	$A_{st,i}$ (cm ² /m)	4,02	φ8/25

- V009

<i>Geometría Viga 009</i>	
h (cm)	25
b (cm)	60
L_{cal} (m)	6,2
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>Centradora</i>

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
$M_{m\acute{a}x}$ (kgm)	3045,3	$A_{s2,ne}$ (cm ²)	2,30	3φ12
$V_{m\acute{a}x}$ (kg)	1807,6	$A_{st,i}$ (cm ² /m)	4,02	φ8/25

Las vigas centradoras se arman de forma simétrica en armadura superior e inferior.

- **V010a**

<i>Geometría Viga 010a</i>	
<i>h (cm)</i>	30
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	3,5
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>Continua</i>

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{máx} (kgm)</i>	3591,0	<i>A_{st,nec} (cm²)</i>	2,76	3φ12
<i>V_{máx} (kg)</i>	4897,0	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	4,02	φ8/25

Se arma de forma simétrica en armadura superior e inferior

- **V010b**

<i>Geometría Viga 010b</i>	
<i>h (cm)</i>	30
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	4,1
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>Continua</i>

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{máx} (kgm)</i>	3591,0	<i>A_{st,nec} (cm²)</i>	2,76	3φ12
<i>V_{máx} (kg)</i>	4897,0	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	4,02	φ8/25

Se arma de forma simétrica en armadura superior e inferior

- **V011**

<i>Geometría Viga 011</i>	
<i>h (cm)</i>	25
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	3,8
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>Centradora</i>

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
$M_{m\acute{a}x}$ (kgm)	9308,3	$A_{s1,nec}$ (cm ²)	6,06	2 ϕ 20
$V_{m\acute{a}x}$ (kg)	5985,1	$A_{st,i}$ (cm ² /m)	4,02	ϕ 8/25

Las vigas centradoras se arman de forma simétrica en armadura superior e inferior.

▪ V012

<i>Geometría Viga 012</i>	
h (cm)	30
b (cm)	60
L_{cal} (m)	2,9
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>Centradora</i>

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
$M_{m\acute{a}x}$ (kgm)	12044,7	$A_{s1,nec}$ (cm ²)	6,06	4 ϕ 16
$V_{m\acute{a}x}$ (kg)	6989,9	$A_{st,i}$ (cm ² /m)	4,02	ϕ 8/25

Las vigas centradoras se arman de forma simétrica en armadura superior e inferior.

▪ V013

<i>Geometría Viga 013</i>	
h (cm)	30
b (cm)	60
L_{cal} (m)	4,5
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>Centradora</i>

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
$M_{m\acute{a}x}$ (kgm)	14911,6	$A_{s1,nec}$ (cm ²)	7,99	4 ϕ 16
$V_{m\acute{a}x}$ (kg)	5985,1	$A_{st,i}$ (cm ² /m)	4,02	ϕ 8/25

Las vigas centradoras se arman de forma simétrica en armadura superior e inferior.

▪ **V014**

<i>Geometría Viga 014b</i>	
<i>h (cm)</i>	30
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	4,3
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>Biempotrada</i>

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{máx}⁻ (kgm)</i>	3016,2	<i>A_{s2,ne} (cm²)</i>	2,76	3φ12
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	1508,1	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,76	3φ12
<i>V_{máx} (kg)</i>	4208,6	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	4,02	φ8/25

▪ **V015**

<i>Geometría Viga 015</i>	
<i>h (cm)</i>	25
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	5,3
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>Centradora</i>

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{máx} (kgm)</i>	9716,4	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	5,74	3φ16
<i>V_{máx} (kg)</i>	3290,2	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	4,02	φ8/25

Las vigas centradoras se arman de forma simétrica en armadura superior e inferior.

▪ **V016**

<i>Geometría Viga 016</i>	
<i>h (cm)</i>	13
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	7,4
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>Biempotrada</i>

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
$M_{m\acute{a}x}^-$ (kgm)	9441,0	$A_{s2,ne}$ (cm ²)	4,17	2 ϕ 16
$M_{m\acute{a}x}^+$ (kgm)	4720,5	$A_{s1,nec}$ (cm ²)	4,17	2 ϕ 16
$V_{m\acute{a}x}$ (kg)	7686,0	$A_{st,i}$ (cm ² /m)	4,02	ϕ 8/25

- V017

<i>Geometría Viga 017</i>	
h (cm)	13
b (cm)	60
L_{cal} (m)	4,9
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>Biempotrada</i>

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
$M_{m\acute{a}x}^-$ (kgm)	4088,5	$A_{s2,ne}$ (cm ²)	1,71	2 ϕ 12
$M_{m\acute{a}x}^+$ (kgm)	2044,3	$A_{s1,nec}$ (cm ²)	1,71	2 ϕ 12
$V_{m\acute{a}x}$ (kg)	5057,9	$A_{st,i}$ (cm ² /m)	4,02	ϕ 8/25

- V018

<i>Geometría Viga 018</i>	
h (cm)	13
b (cm)	60
L_{cal} (m)	5,3
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>Biempotrada</i>

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
$M_{m\acute{a}x}^-$ (kgm)	4082,4	$A_{s2,ne}$ (cm ²)	2,06	2 ϕ 12
$M_{m\acute{a}x}^+$ (kgm)	20441,2	$A_{s1,nec}$ (cm ²)	2,06	2 ϕ 12
$V_{m\acute{a}x}$ (kg)	5527,2	$A_{st,i}$ (cm ² /m)	4,02	ϕ 8/25

- V051

<i>Geometría Viga 051</i>	
<i>h (cm)</i>	25
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	2,6
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>Centradora</i>

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{máx} (kgm)</i>	9308,3	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	6,37	4φ16
<i>V_{máx} (kg)</i>	4868,8	<i>A_{st,i} (cm²/m)</i>	4,02	φ8/25

Las vigas centradoras se arman de forma simétrica en armadura superior e inferior.

- V052

<i>Geometría Viga 052</i>	
<i>h (cm)</i>	110
<i>b (cm)</i>	75
<i>L_{cal} (m)</i>	5,1
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>Riostra</i>

<i>Armadura superior</i>		<i>Armadura inferior</i>		<i>Estribos</i>
<i>T (kg)</i>	249474	<i>A_{s,nec} (cm²)</i>	12,65	<i>Zona Cabezal</i>
<i>C (kg)</i>	295264	<i>A_{s,colocada}</i>	6φ20	φ10/15
<i>A_{s,nec} (cm²)</i>	57,38	<i>Horquillas</i>		<i>Zona Viga</i>
<i>A_{s,colocada}</i>	12φ25	6φ10/5 × 3		φ10/30

- V053

<i>Geometría Viga 053</i>	
<i>h (cm)</i>	25
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	2,9
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>Centradora</i>

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{máx} (kgm)</i>	13835,0	<i>A_{st1,nec} (cm²)</i>	9,15	3φ20
<i>V_{máx} (kg)</i>	5450,0	<i>A_{st,i}(cm²/m)</i>	4,02	φ8/25

Las vigas centradoras se arman de forma simétrica en armadura superior e inferior.

- V054

<i>Geometría Viga 054</i>	
<i>h (cm)</i>	25
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	4,7
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>Centradora</i>

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{máx} (kgm)</i>	9675,9	<i>A_{st1,nec} (cm²)</i>	6,22	4φ16
<i>V_{máx} (kg)</i>	4550,3	<i>A_{st,i}(cm²/m)</i>	4,02	φ8/25

Las vigas centradoras se arman de forma simétrica en armadura superior e inferior.

- V055

<i>Geometría Viga 055</i>	
<i>h (cm)</i>	110
<i>b (cm)</i>	75
<i>L_{cal} (m)</i>	3,1
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>Riostra</i>

<i>Armadura superior</i>		<i>Armadura inferior</i>		<i>Estribos</i>
T (kg)	92331	$A_{s,nec}$ (cm ²)	12,65	<i>Zona Cabezal</i>
C (kg)	109976	$A_{s,colocada}$	6 ϕ 20	ϕ 10/20
$A_{s,nec}$ (cm ²)	21,24	<i>Horquillas</i>		<i>Zona Viga</i>
$A_{s,colocada}$	7 ϕ 20	4 ϕ 10/5 \times 3		ϕ 10/30

- V056

<i>Geometría Viga 056</i>	
h (cm)	15
b (cm)	60
L_{cal} (m)	1,4
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>S. Apoyada</i>

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
$M_{m\acute{a}x}^-$ (kgm)	–	$A_{s2,ne}$ (cm ²)	–	2 ϕ 10
$M_{m\acute{a}x}^+$ (kgm)	217,0	$A_{s1,nec}$ (cm ²)	1,38	2 ϕ 12
$V_{m\acute{a}x}$ (kg)	633,5	$A_{st,i}$ (cm ² /m)	4,02	ϕ 8/25

- V057

<i>Geometría Viga 057</i>	
h (cm)	13
b (cm)	60
L_{cal} (m)	3,7
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>S. Apoyada</i>

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
$M_{m\acute{a}x}^-$ (kgm)	–	$A_{s2,ne}$ (cm ²)	–	2 ϕ 10
$M_{m\acute{a}x}^+$ (kgm)	3779,0	$A_{s1,nec}$ (cm ²)	1,58	2 ϕ 12
$V_{m\acute{a}x}$ (kg)	3929,0	$A_{st,i}$ (cm ² /m)	4,02	ϕ 8/25

- V058

<i>Geometría Viga 058</i>	
<i>h (cm)</i>	15
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	1,0
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>S. Apoyada</i>

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{máx}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2,ne}(cm²)</i>	–	2φ10
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	104,3	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	1,38	2φ12
<i>V_{máx} (kg)</i>	439,3	<i>A_{st,i}(cm²/m)</i>	4,02	φ8/25

- V059

<i>Geometría Viga 059</i>	
<i>h (cm)</i>	15
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	2,0
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>S. Apoyada</i>

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{máx}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2,ne}(cm²)</i>	–	2φ10
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	457,8	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	1,38	2φ12
<i>V_{máx} (kg)</i>	920,1	<i>A_{st,i}(cm²/m)</i>	4,02	φ8/25

- V060

<i>Geometría Viga 060</i>	
<i>h (cm)</i>	15
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	0,5
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>Mensula</i>

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
$M_{m\acute{a}x}^-$ (kgm)	1141,6	$A_{s2,ne}$ (cm ²)	1,38	2 ϕ 12
$M_{m\acute{a}x}^+$ (kgm)	–	$A_{s1,nec}$ (cm ²)	–	2 ϕ 10
$V_{m\acute{a}x}$ (kg)	2381,4	$A_{st,i}$ (cm ² /m)	4,02	ϕ 8/25

- V061

<i>Geometría Viga 061</i>	
h (cm)	110
b (cm)	75
L_{cal} (m)	3,2
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>Riostra</i>

<i>Armadura superior</i>		<i>Armadura inferior</i>		<i>Estribos</i>
T (kg)	158148	$A_{s,nec}$ (cm ²)	12,65	<i>Zona Cabezal</i>
C (kg)	187542	$A_{s,colocada}$	6 ϕ 20	ϕ 10/20
$A_{s,nec}$ (cm ²)	36,37	<i>Horquillas</i>		<i>Zona Viga</i>
$A_{s,colocada}$	12 ϕ 20	4 ϕ 10/5 \times 3		ϕ 10/30

- V062

<i>Geometría Viga 062</i>	
h (cm)	30
b (cm)	60
L_{cal} (m)	5,1
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>Centradora</i>

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
$M_{m\acute{a}x}$ (kgm)	23976,9	$A_{s1,nec}$ (cm ²)	15,90	5 ϕ 20
$V_{m\acute{a}x}$ (kg)	12993,8	$A_{st,i}$ (cm ² /m)	4,02	ϕ 8/25

Las vigas centradoras se arman de forma simétrica en armadura superior e inferior

- V063

<i>Geometría Viga 063</i>	
<i>h (cm)</i>	30
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	2,9
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>S. Apoyada</i>

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{máx}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2,ne}(cm²)</i>	–	2φ10
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	2008,5	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,76	3φ12
<i>V_{máx} (kg)</i>	2804,1	<i>A_{st,i}(cm²/m)</i>	4,02	φ8/25

- V064

<i>Geometría Viga 064</i>	
<i>h (cm)</i>	30
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	1,4
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>S. Apoyada</i>

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{máx}⁻ (kgm)</i>	–	<i>A_{s2,ne}(cm²)</i>	–	2φ10
<i>M_{máx}⁺ (kgm)</i>	449,3	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,76	3φ12
<i>V_{máx} (kg)</i>	1326,8	<i>A_{st,i}(cm²/m)</i>	4,02	φ8/25

- V065

<i>Geometría Viga 065</i>	
<i>h (cm)</i>	110
<i>b (cm)</i>	75
<i>L_{cal} (m)</i>	3,4
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>Riostra</i>

<i>Armadura superior</i>		<i>Armadura inferior</i>		<i>Estribos</i>
<i>T (kg)</i>	130565	<i>A_{s,nec} (cm²)</i>	12,65	<i>Zona Cabezal</i>
<i>C(kg)</i>	155708	<i>A_{s,colocada}</i>	6φ20	φ10/20
<i>A_{s,nec} (cm²)</i>	30,03	<i>Horquillas</i>		<i>Zona Viga</i>
<i>A_{s,colocada}</i>	10φ20	4φ10/5 × 3		φ10/30

- V066

<i>Geometría Viga 066</i>	
<i>h (cm)</i>	25
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	3,0
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>Centradora</i>

<i>Solicitaciones</i>		<i>Armadura necesaria</i>		<i>Armadura colocada</i>
<i>M_{máx} (kgm)</i>	4041,5	<i>A_{s1,nec} (cm²)</i>	2,30	3φ12
<i>V_{máx} (kg)</i>	4961,2	<i>A_{st,i}(cm²/m)</i>	4,02	φ8/25

Las vigas centradoras se arman de forma simétrica en armadura superior e inferior

- V067

<i>Geometría Viga 067</i>	
<i>h (cm)</i>	110
<i>b (cm)</i>	75
<i>L_{cal} (m)</i>	5,1
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>Riostra</i>

<i>Armadura superior</i>		<i>Armadura inferior</i>		<i>Estribos</i>
<i>T (kg)</i>	251197	<i>A_{s,nec} (cm²)</i>	12,65	<i>Zona Cabezal</i>
<i>C(kg)</i>	297303	<i>A_{s,colocada}</i>	6φ20	φ10/15
<i>A_{s,nec} (cm²)</i>	57,78	<i>Horquillas</i>		<i>Zona Viga</i>
<i>A_{s,colocada}</i>	12φ25	9φ10/5 × 3		φ10/30

- V068

<i>Geometría Viga 067</i>	
<i>h (cm)</i>	110
<i>b (cm)</i>	60
<i>L_{cal} (m)</i>	3,3
<i>Esquema de cálculo</i>	<i>Riostra</i>

<i>Armadura superior</i>		<i>Armadura inferior</i>		<i>Estribos</i>
<i>T (kg)</i>	122477	<i>A_{s,nec} (cm²)</i>	10,12	<i>Zona Cabezal</i>
<i>C (kg)</i>	136722	<i>A_{s,colocada}</i>	6 ϕ 20	ϕ 10/20
<i>A_{s,nec} (cm²)</i>	28,17	<i>Horquillas</i>		<i>Zona Viga</i>
<i>A_{s,colocada}</i>	10 ϕ 20	4 ϕ 10/5 \times 3		ϕ 10/30

8 ESCALERAS

8.1 ESCALERAS NÚCLEO RÍGIDO

Las escaleras del núcleo presentan la misma geometría en todos los niveles, si bien el núcleo tiene un cambio de geometría de planta baja a los siguientes niveles, la escalera no viene afectada. De manera simplificada se elige modelar a las mismas suponiendo losas apoyadas en sus dos extremos y libres en los restantes bordes. Es decir, se considera simplemente apoyada en el arranque, en el descanso y en el final, separándolas en dos losas como muestra la Figura 51.

Los apoyos de la escalera se logran mediante hierros en espera dentro de la losa de cada nivel, mientras que los apoyos con el núcleo se logran mediante anclajes químicos.

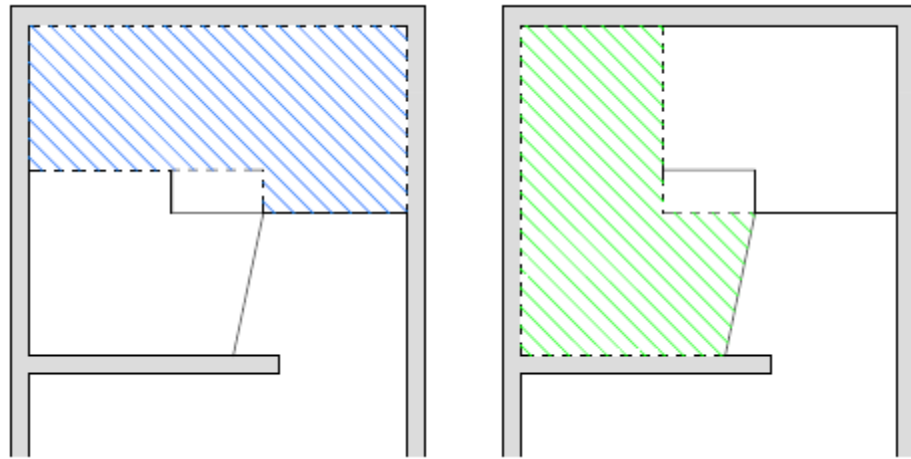


Figura 52: Modelo Simplificado Losa de Escalera del Núcleo Rígido

8.1.1 ARMADURA

La geometría de los modelos de losas se considera rectangular, con lo que se están despreciando los huecos existentes en las esquinas y la curvatura. De esta forma se considera un largo, equivalente a la longitud del eje baricéntrico curvo del tramo, de **2,8 m**. El ancho en cuestión es de **1 m**. Con las dimensiones ya determinadas se puede deducir que el cálculo de la armadura se simplifica a una viga sometida a flexión de largo **2,8 m**.

De esta forma el momento de diseño se calcula como sigue:

$$M_d = \frac{q_d \cdot l^2}{8}$$

Donde:

q_d : Es la carga de diseño. Esta comprende el peso propio de la losa de escalera y la sobrecarga en la combinación más desfavorable.

l : Largo equivalente $l = 2,8 \text{ m}$.

$$q_d = 1,35 q_{pp} + 1,5 sc = 1000 \text{ kg/m}$$

Dado que la losa se considera trabajando en una sola dirección, la armadura principal se obtiene a partir del momento M_d , mientras que la armadura secundaria se calcula tal que sea al menos un 20 % de principal.

8.1.1.1 Armadura Principal

$$M_d = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{1000 \text{ kg/m} \cdot (2,8 \text{ m})^2}{8} = 980 \text{ kgm}$$

$$M_d = 980 \text{ kgm} \rightarrow A = 2,34 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por lo que se decide colocar $\phi 8/20 \rightarrow A_{real} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{m}$

8.1.1.2 Armadura Secundaria

$$A = 0,2 * 2,54 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por razones constructivas se coloca armadura secundaria $\phi 8/20$

8.1.1.3 Anclajes Químicos

Como fue mencionado para los apoyos de la escalera en las pantallas se usan anclajes químicos. Se elige esta solución debido a la practicidad que le sistema presenta. Para el cálculo de los mismos se utiliza un catálogo del proveedor SIKA Anchofix 2.

Falla por Corte

$$n_{anclajes} = \frac{R_d}{V_{Rk,ef}}$$

Donde:

R_d : Carga a resistir por los anclajes $R_d = 1400 \text{ kg}$

$V_{Rk,ef}$: Resistencia efectiva de cada conector, dada por $V_{Rk,ef} = V_{Rk} \cdot R_{fs}$

V_{Rk} : Resistencia por corte de un conector $V_{Rk} = \frac{p d_o f_{cm}}{1000}$

R_{fs} : Factor de reducción por la carga debida a la cercanía de los anclajes $R_{fs} = 0,4 + (0,1 \cdot s)/p$

p : Profundidad del anclaje

d_o : Diámetro de la perforación

s : Separación entre anclajes

Se decide colocar $3\phi 8/20$.

8.2 ESCALERAS DE NIVELES DÚPLEX

En este caso el modelo considerado es muy similar al anterior, teniendo en cuenta que la escalera apoya en un muro portante que descarga en los pilares contiguos de sección igual a $13\text{ cm} \times 13\text{ cm}$. Nuevamente se desprecia la curvatura de la losa, teniendo en consecuencia dos losas rectangulares apoyadas en sus lados menores y libre en los restantes.

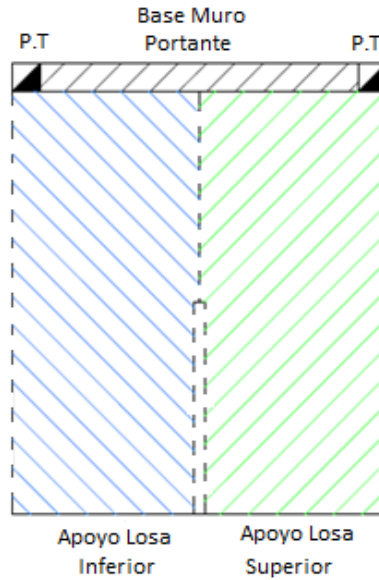


Figura 53: Modelo Simplificado Losa de Escalera Dúplex

El modelo consiste en una losa de largo $2,0\text{ m}$ y ancho 1 m apoyada en sus lados cortos y libres en los largos. Por lo tanto, el modelo es como una viga simplemente apoyada, de largo $2,0\text{ m}$ sometida a flexión.

8.2.1.1 Armadura Principal

$$M_d = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{1000\text{ kg/m} \cdot (2,8\text{ m})^2}{8} = 500\text{ kgm}$$

$$M_d = 980\text{ kgm} \rightarrow A = \frac{1,17\text{ cm}^2}{\text{m}} < A_{\min} = 1,5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Por lo que se decide colocar $\phi 8/20 \rightarrow A_{\text{real}} = 2,51\text{ cm}^2/\text{m}$

8.2.1.2 Armadura Secundaria

$$A = 0,2 * 1,5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 0,3\text{ cm}^2/\text{m}$$

Por razones constructivas se coloca armadura secundaria $\phi 8/20$.

9 TANQUE DE AGUA

El tanque de agua consta de dos recintos que en su totalidad permiten almacenar un volumen de agua de $20,44 \text{ m}^3$. Cada recinto es de $2,67\text{m} \times 1,75\text{m}$ en planta y con una altura de $2,55 \text{ m}$. El recinto está constituido por las cuatro paredes laterales, una intermedia que divide los dos recintos, el techo y el piso. El tanque en sí mismo apoya en cuatro pilares pero el piso se prolonga más allá del área de los recintos, en dos extensiones, en una dirección la extensión del piso apoya en dos pilares, mientras que en la otra se tiene un voladizo (ver la Figura 55).

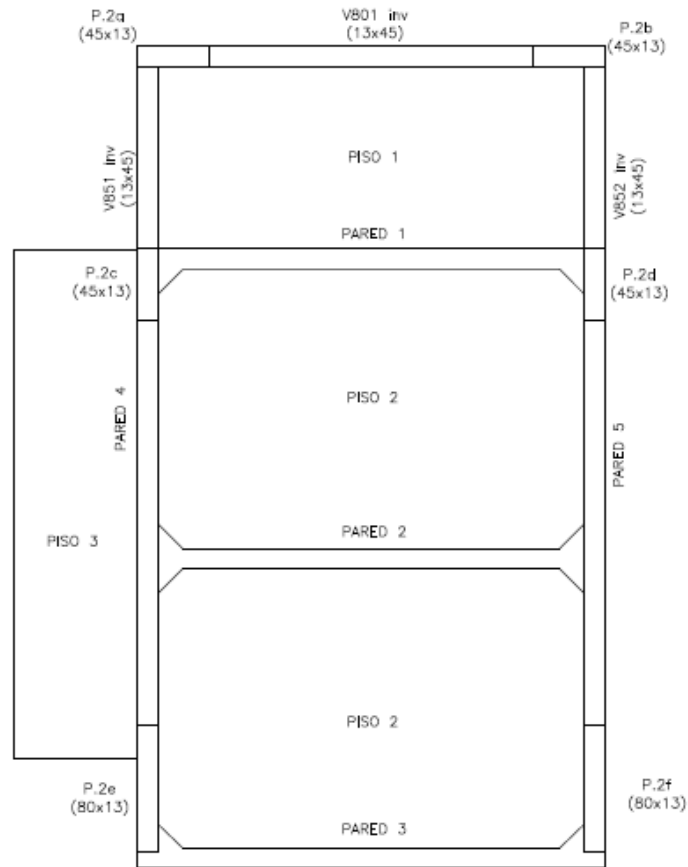


Figura 54: Fondo del Tanque de agua

9.1 MODELO DE CÁLCULO

Para el cálculo del tanque se decide hacer un modelo tridimensional con la geometría presentada en la sección anterior. Se usa el programa de cálculo estructural *Autodesk Robot Structural Analysis*. Los apoyos de la estructura se modelaron como columnas de las dimensiones reales de los pilares en cuestión. Se genera una malla regular donde cada elemento tiene una dimensión de $0,2 \text{ m} \times 0,2 \text{ m}$ con la cual se calcula la estructura por medio de elementos finitos.

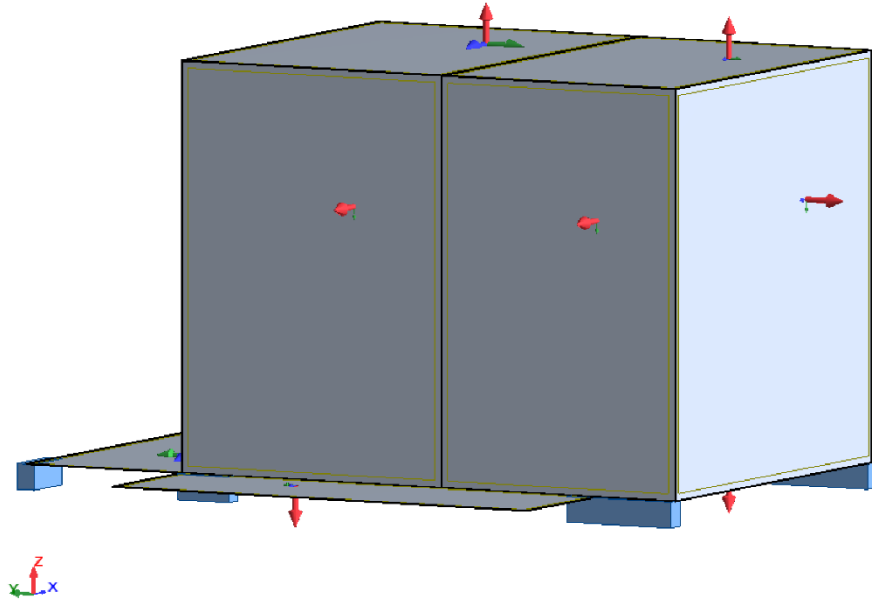


Figura 55: Modelo de cálculo del tanque de agua

9.2 CARGAS ACTUANTES

Toda la estructura está sometida al peso propio de la estructura. A su vez, en el techo y en las losas del piso fuera del área de los recintos, tenemos actuando por un lado, el peso del relleno que se coloca cuya carga es de 92 kg/m^2 y por otro lado, una sobrecarga de 150 kg/m^2 . Se debe considerar que el relleno usado tiene las mismas características que el de la azotea: peso específico de 1200 kg/m^3 , espesor mínimo de 3 cm y una pendiente de $1,5\%$. En las paredes de los recintos se tiene la presión hidrostática del agua (en los casos que hay). Para cada pared hay una combinación de cargas posibles que genera las mayores solicitaciones. Dicha combinación será la que se presenta en este trabajo.

Cuando se estudia a rotura, la combinación en estado límite último a usar para cada losa serán las que generen las mayores solicitaciones a fin que la armadura necesaria sea la más exigente. Para el piso y las paredes 1-3-4 y 5 la combinación es la que considera ambos recintos colmados de agua, mientras que para la pared 2 la combinación que dimensiona es la que considera un recinto lleno y el otro vacío.

Para el estudio en servicio de la estructura se comprueba el estado límite de fisuración, dado que el tanque tiene que ser ante todo estanco, se limita el ancho máximo de la fisura, o como se explica más adelante se puede limitar las tensiones máximas de compresión y de tracción.

9.3 ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

Dadas las combinaciones previamente explicadas se obtienen del programa las solicitaciones actuantes en cada pared. Cada losa está actuando a tenso-flexión, es decir tenemos tracciones en el plano de la losa y momentos flectores.

Los datos extraídos (M_d, N_d) se consideran aplicados en el medio de la sección, por lo tanto para calcular la armadura de cada losa, se traslada el torsor equivalente al centro de gravedad de la armadura traccionada.

Se considera que el momento M_x^+ es el momento cuya armadura se dispone en la dirección x , el signo positivo hace referencia a que el momento es positivo es decir estamos armando la cara exterior de la losa. Siguiendo el mismo razonamiento para M_x^- , se tiene que es el momento cuya armadura se dispone en x , en la cara interior de la losa. Ídem para la dirección y .

A modo ilustrativo se presenta el resultado gráfico que devuelve el programa cuando se le pide el momento M_x^+ para la combinación en la que se consideran ambos recintos colmados de agua.

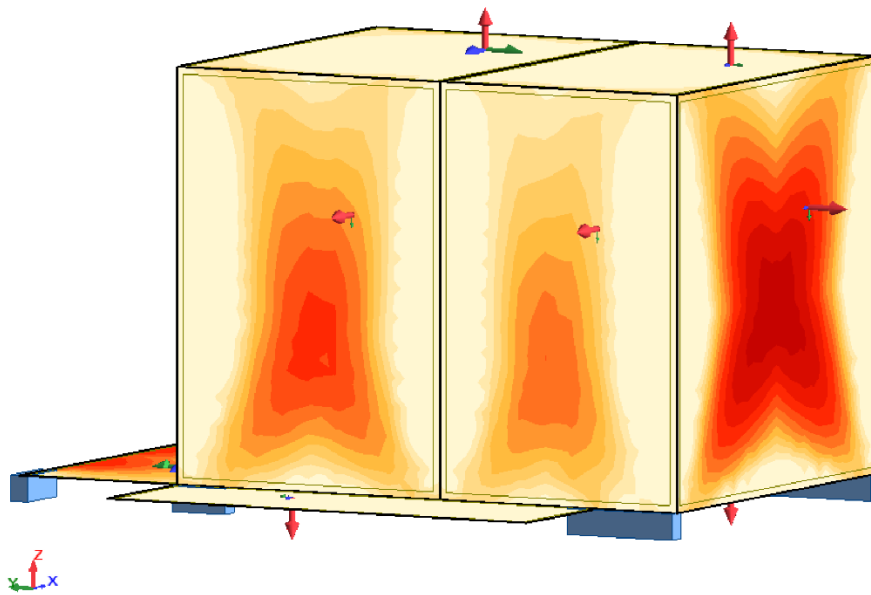


Figura 56: Momento positivo cuya armadura se coloca según x

Tabla 16 Solicitaciones en ELU

Losa	M_x^+ (kgm/m)	N_{dy} (kg/m)	M_x^- (kgm/m)	M_y^+ (kgm/m)	N_{dx} (kg/m)	M_y^- (kgm/m)
Pared 1	465	5270	947	466	2315	927
Pared 2	439	6000	939	448	2765	933
Pared 3	475	3324	908	485	1960	908
Pared 4	353	11850	947	290	10265	947
Pared 5	337	10175	927	243	10735	893
Techo	91	360	160	155	710	275
Piso 1	351	2890	0	386	3990	386
Piso 2	55	4800	596	270	4180	691
Piso 3	0	4150	720	60	3065	150

El torsor equivalente $M_{d,eq}, N_{d,eq}$, cumple la siguiente relación:

$$M_{d,eq} = M_d - N_d z$$

Donde z es el brazo de cada pared en cuestión.

$$z = d - e/2.$$

Donde e es el espesor de cada losa y d es la altura útil a flexión.

Tabla 17 Altura útil y espesores de cada losa

d (cm)	Pared ($e = 13$ cm)	Techo ($e = 10$ cm)	Piso ($e = 15$ cm)
$d M_x^+$	9,5	6,5	11,5
$d M_x^-$	9,5	6,5	11,5
$d M_y^+$	10	7,0	12,0
$d M_y^-$	10	7,0	12,0

Tabla 18 Torsor equivalente

Losa	M_x^+ (kgm/m)	M_x^- (kgm/m)	M_y^+ (kgm/m)	M_y^- (kgm/m)
Pared 1	306,90	788,90	384,98	845,98
Pared 2	259,00	759,00	351,23	836,23
Pared 3	375,28	808,28	416,40	839,40
Pared 4	0,00	591,50	0,00	587,73
Pared 5	31,75	621,75	0,00	517,28
Techo	85,60	154,60	140,80	260,80
Piso 1	235,40	0,00	206,45	206,45
Piso 2	0,00	404,00	81,90	502,90
Piso 3	0,00	554,00	0,00	12,08

A partir de las solicitaciones equivalentes se dimensiona la armadura necesaria en cada caso.

La armadura necesaria por flexión, A_{s1} , se calcula a partir del momento equivalente

$$\mu = \frac{M_{d,eq}}{bd^2 f_{cd}} \rightarrow w = 0,85 \left(1 - \sqrt{\frac{4\mu}{1,7}} \right) \rightarrow A_{s1} = wbd \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Adicionalmente se calcula la armadura necesaria por directa A_{s2} , debida a la tracción T_d .

$$A_{s2} = \frac{T_d}{f_{yd}}$$

Por lo tanto se concluye que la armadura total necesaria para cada losa sometida a tenso-flexión, A_s será la suma de las armaduras previamente calculadas.

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

Tabla 19 Armadura dispuesta

Losa	Cara interior		Armadura Dispuesta		Cara exterior		Armadura Dispuesta	
	A_{sx} (cm^2/m)	A_{sy} (cm^2/m)	x	y	A_{sx} (cm^2/m)	A_{sy} (cm^2/m)	x	y
Pared 1	3,18	2,54	φ10/20	φ10/20	1,96	1,43	φ8/20	φ8/20
Pared 2	3,28	2,62	φ10/20	φ10/20	2,01	1,45	φ8/20	φ8/20
Pared 3	2,79	2,44	φ10/20	φ8/20	1,69	1,42	φ8/20	φ8/20
Pared 4	4,19	3,74	φ10/15	φ10/20	2,73	2,36	φ10/20	φ8/20
Pared 5	3,88	3,68	φ10/20	φ10/20	2,42	2,47	φ10/20	φ8/20
Techo	0,64	1,04	φ6/20	φ6/20	0,39	0,63	φ6/20	φ6/20
Piso 1	0,66	1,32	φ6/20	φ6/20	1,14	1,32	φ6/20	φ6/20
Piso 2	1,92	1,94	φ8/20	φ8/20	1,10	1,12	φ8/20	φ6/20
Piso 3	2,08	0,73	φ8/20	φ6/20	0,95	0,70	φ6/20	φ6/20

9.4 ESTADO LÍMITE EN SERVICIO

La fisuración del hormigón es inevitable, lo que hace inevitable la aparición de fisuras, estas no suponen un inconveniente siempre y cuando se limite su abertura máxima, compatibles con las exigencias de durabilidad, funcionalidad, estanqueidad y apariencia. El tanque tiene que cumplir su función en servicio y eso hace fundamental el estudio de estado límite de fisuración, de forma de comprobar la estanqueidad del tanque en todo momento.

Las tensiones de compresión en el hormigón deben cumplir la siguiente relación

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck,j}$$

Donde,

σ_c : La tensión de compresión en el hormigón

$f_{ck,j}$: Resistencia característica del hormigón a j días de edad.

La norma establece que debe limitarse el ancho de la fisura, dado que estamos en un ambiente IIa el límite de la misma es **0,2 mm**. Esta verificación se realiza en los casos que la tensión en la fibra más traccionada supera el valor de la tensión media a flexo-tracción, $f_{ct,m,fl}$ dado que estos son los casos en los que efectivamente hay fisuración.

Tabla 20 Solicitaciones en ELS

Losa	M_x^+ (kgm/m)	N_{dy} (kg/m)	M_x^- (kgm/m)	M_y^+ (kgm/m)	N_{dx} (kg/m)	M_y^- (kgm/m)
Pared 1	311	1670	620	300	3735	360
Pared 2	295	2195	625	300	4190	560
Pared 3	315	1960	590	316	3325	500
Pared 4	225	7390	620	190	8600	100
Pared 5	220	7845	590	160	7445	150

Techo	50	710	70	130	360	100
Piso1	260	2840	130	240	2090	330
Piso 2	40	2840	310	120	3365	520
Piso 3	0	2155	500	40	2360	105

Para comprobar el estado de fisuración se calculan las tensiones en las losas σ_{cc} y σ_{ct} a partir de las solicitaciones en servicio mostradas anteriormente. A su vez para que se compruebe el ELS de fisuración se deben cumplir las siguientes inecuaciones.

$$\sigma_{cc} = \frac{M_s}{be^2/6} - \frac{N_s}{be} \leq 0,6f_{ck,j} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ct} = \frac{M_s}{be^2/6} + \frac{N_s}{be} \leq f_{ct,m,fl} = 37,7 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 21 Verificación ELS fisuración en la cara interior de las losas

Losa	Cara interior x		Cara interior y		Verif. Tracción	Verif. Compresión
	σ_c (kg/cm ²)	σ_t (kg/cm ²)	σ_c (kg/cm ²)	σ_t (kg/cm ²)		
Pared 1	20,73	23,30	9,91	15,65	✓	✓
Pared 2	20,50	23,88	16,66	23,10	✓	✓
Pared 3	19,44	22,45	15,19	20,31	✓	✓
Pared 4	16,33	27,70	-3,07	10,17	✓	✓
Pared 5	14,91	26,98	1,56	16,45	✓	✓
Techo	3,49	4,91	2,43	2,91	✓	✓
Piso1	1,57	5,36	7,41	10,19	✓	✓
Piso 2	6,37	10,16	11,62	16,11	✓	✓
Piso 3	11,90	14,77	1,23	4,37	✓	✓

Tabla 22 Verificación ELS fisuración en la cara exterior de las losas

Losa	Cara exterior x		Cara exterior y		Verif. Tracción	Verif. Compresión
	σ_c (kg/cm ²)	σ_t (kg/cm ²)	σ_c (kg/cm ²)	σ_t (kg/cm ²)		
Pared 1	9,76	12,33	7,78	13,52	✓	✓
Pared 2	8,78	12,16	7,43	13,87	✓	✓
Pared 3	9,68	12,69	8,66	13,78	✓	✓
Pared 4	2,30	13,67	0,13	13,36	✓	✓
Pared 5	1,78	13,85	-0,05	11,41	✓	✓
Techo	2,29	3,71	7,44	8,16	✓	✓
Piso1	5,04	8,83	5,01	7,79	✓	✓

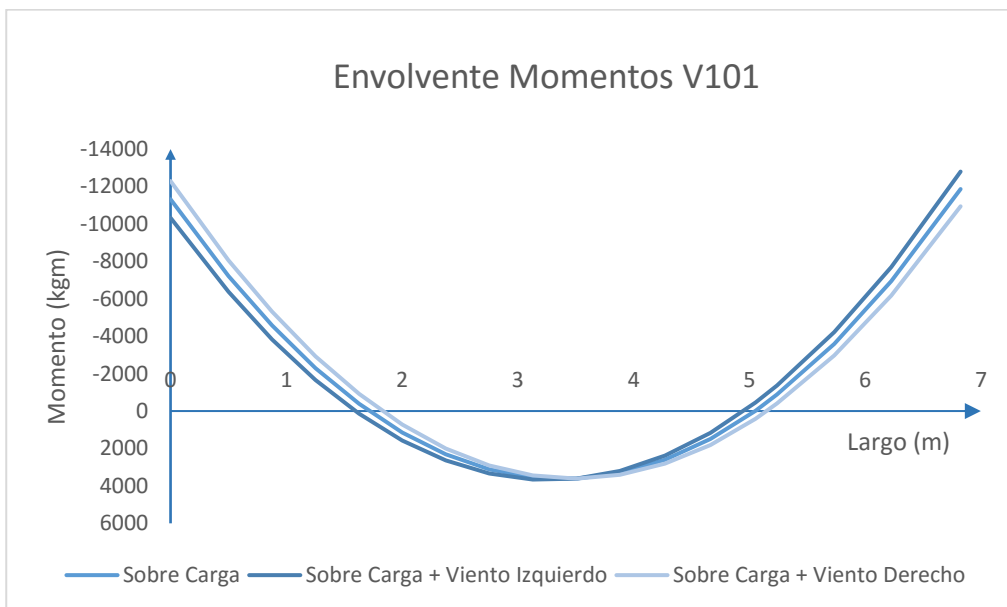
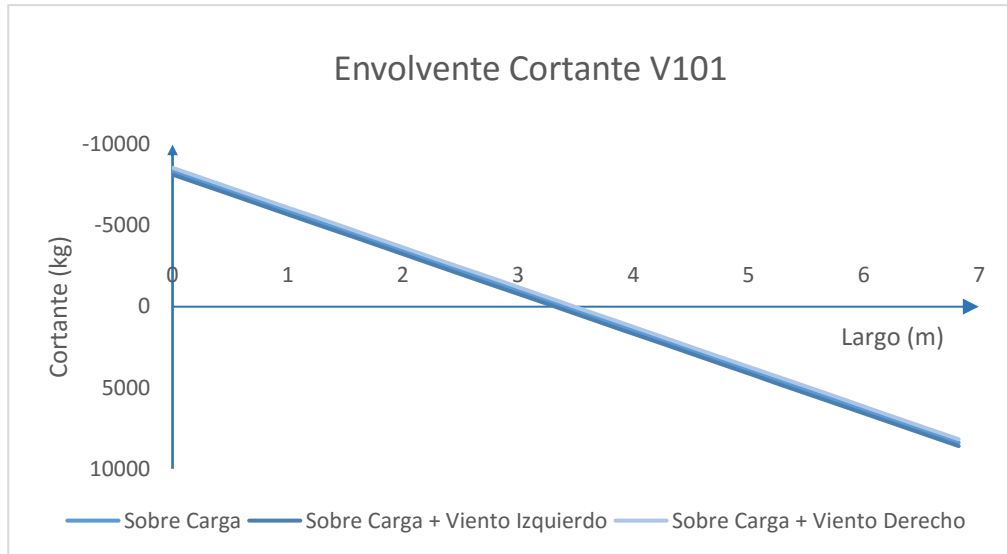
Piso 2	-0,83	2,96	0,96	5,44	✓	✓
Piso 3	-1,44	1,44	-0,51	2,64	✓	✓

Como se puede comprobar en las tablas anteriores se cumplen las inecuaciones de tensiones presentadas, tanto en compresión como en tracción, por lo tanto no se debe calcular la abertura característica de la fisura.

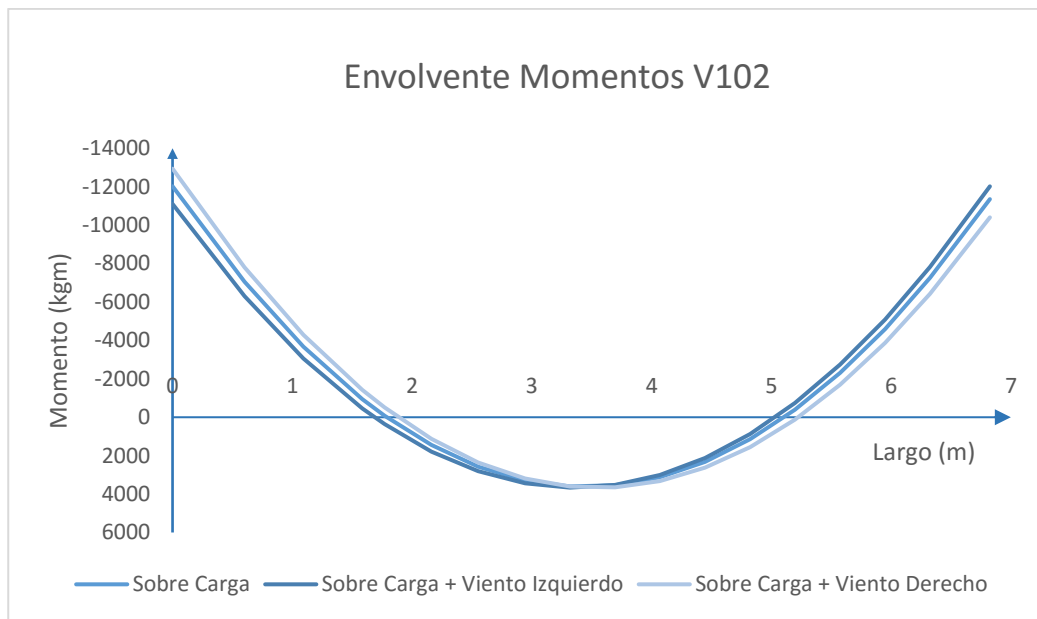
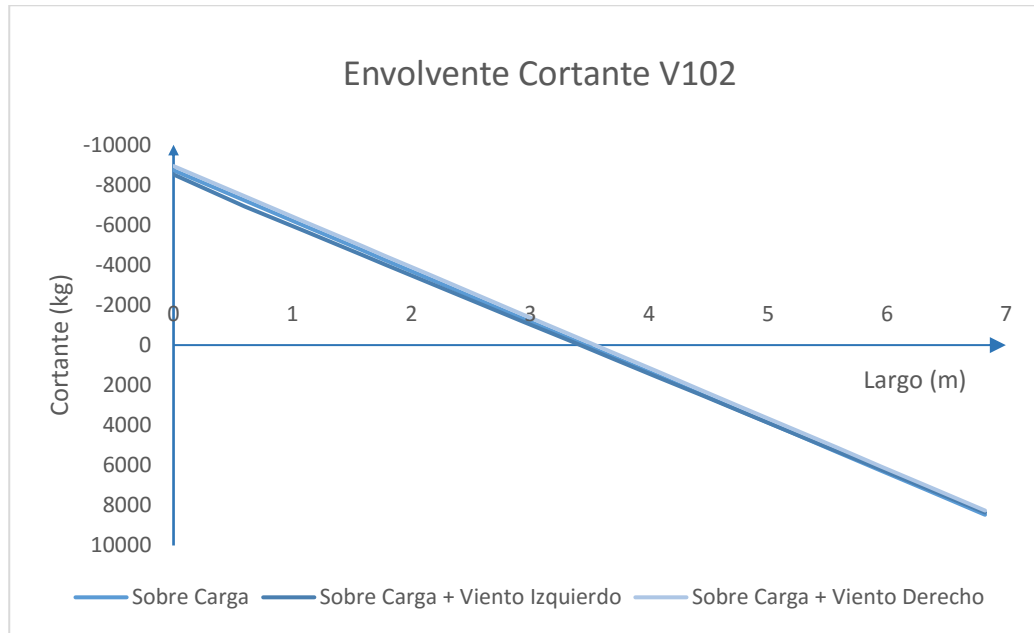
10 ANEXO DIAGRAMA DE VIGAS

Índice 100

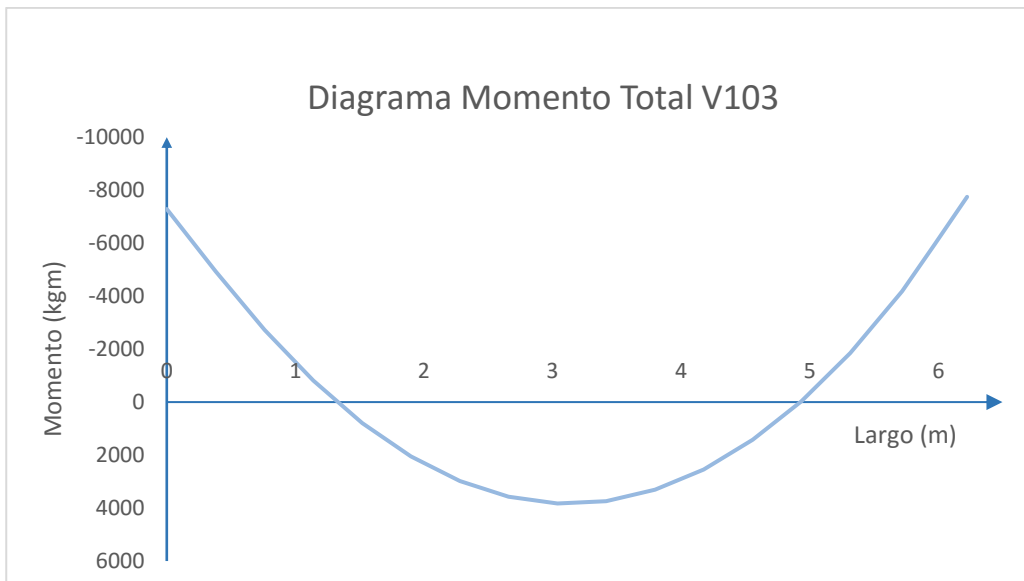
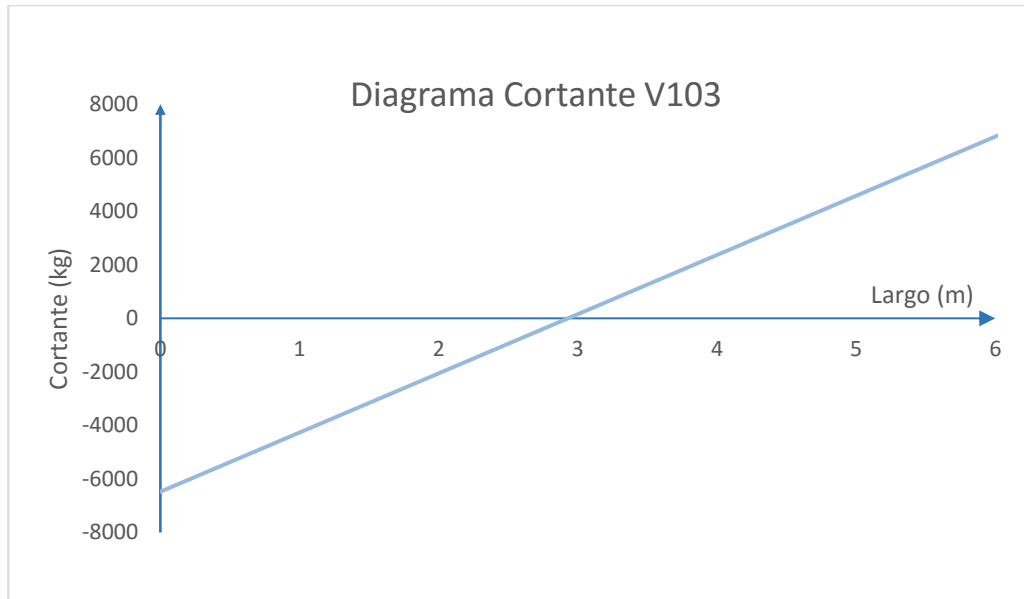
- V101



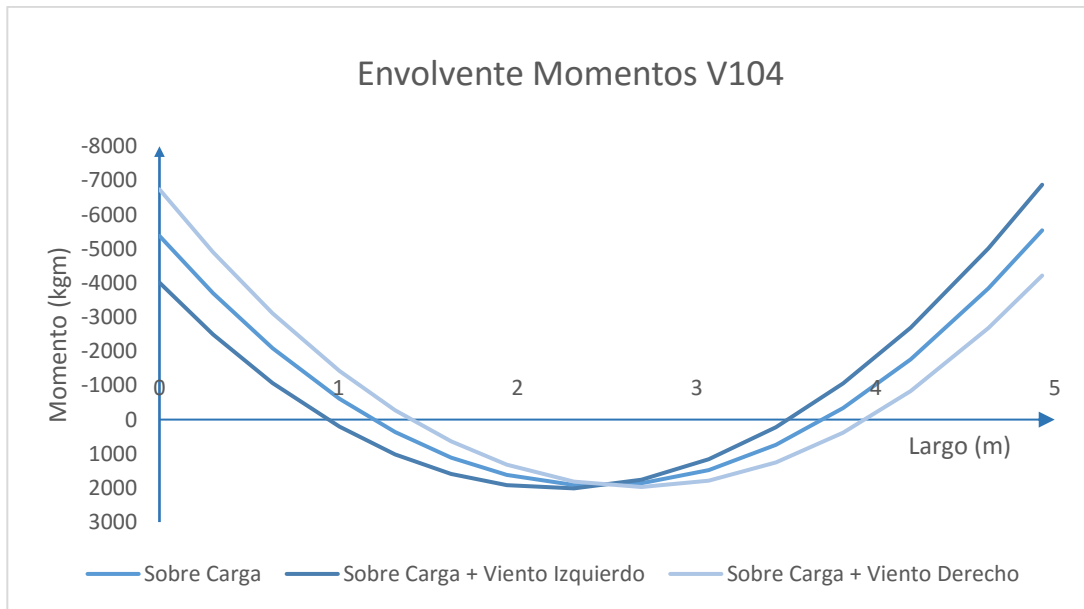
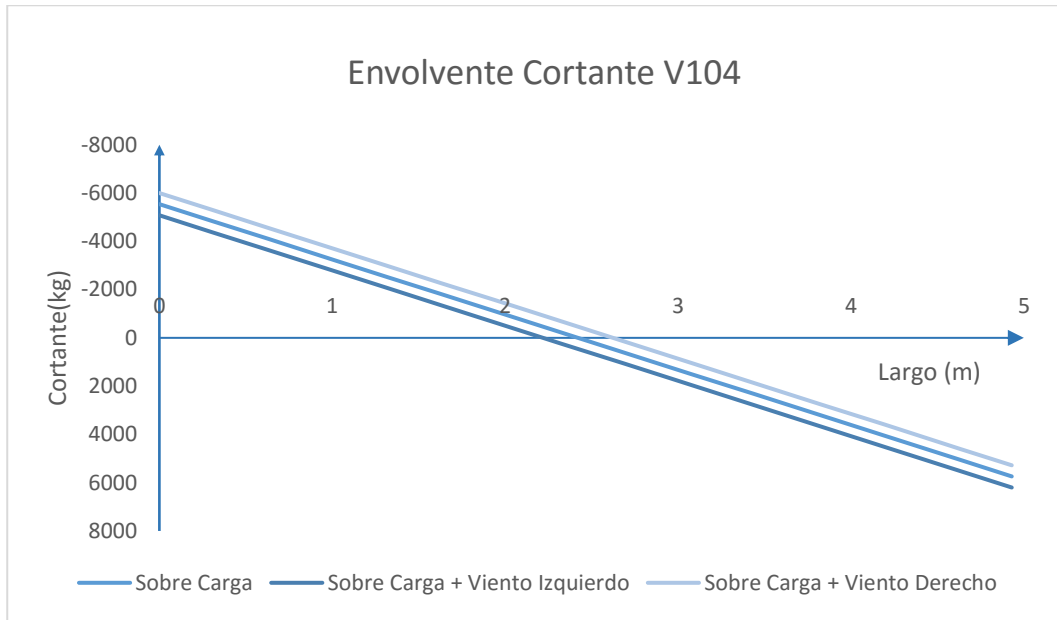
▪ **V102**



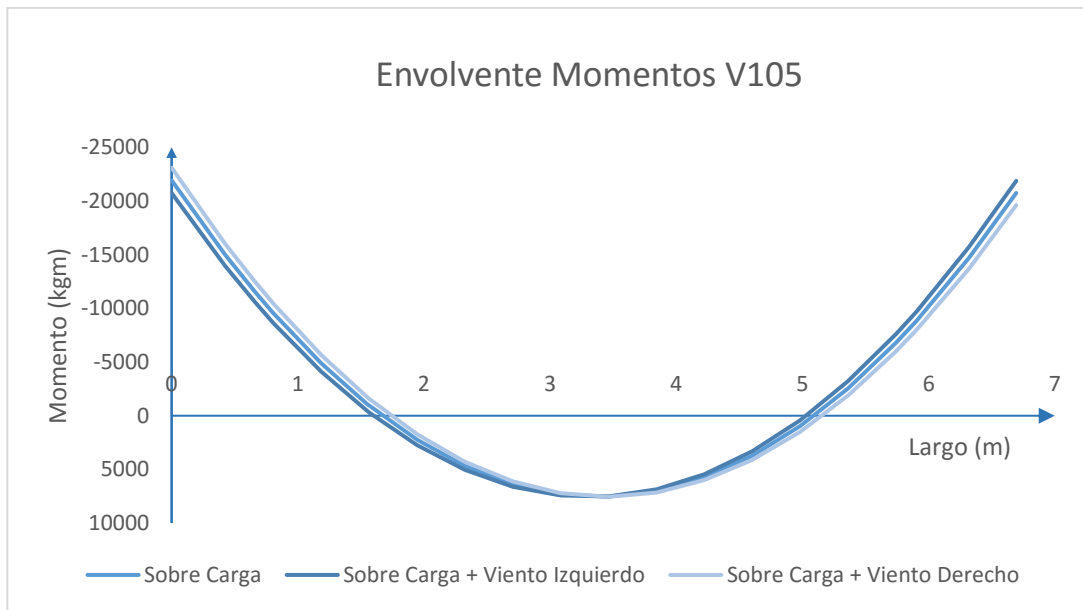
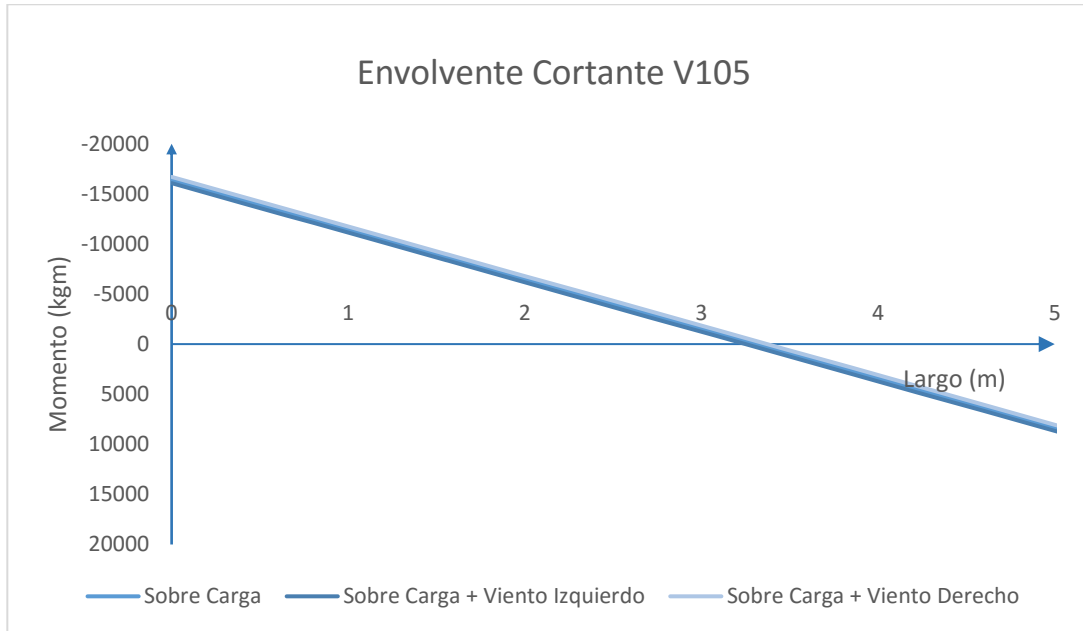
- **V103**



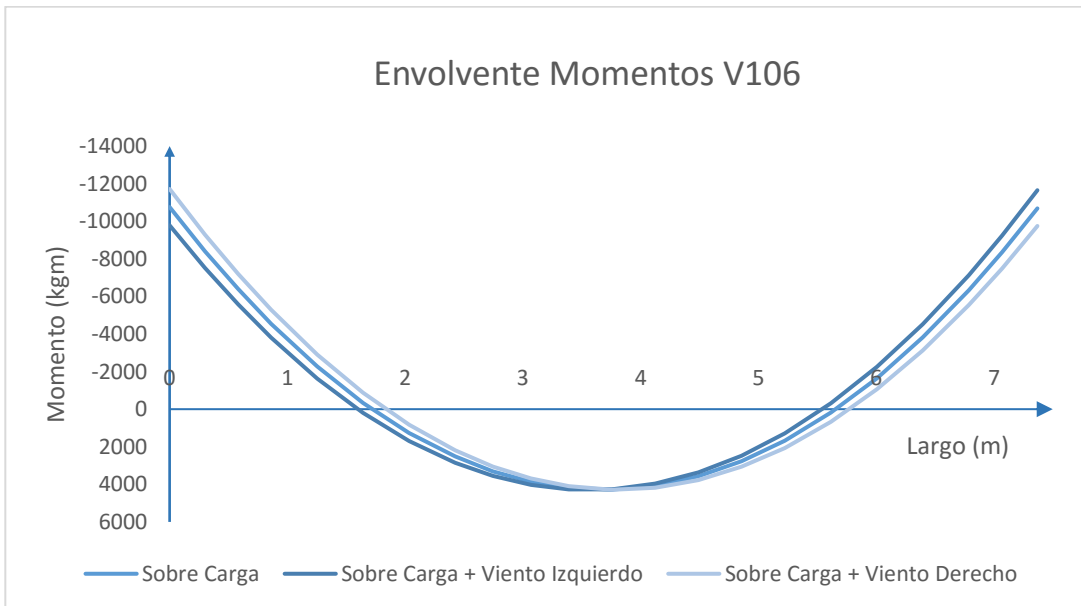
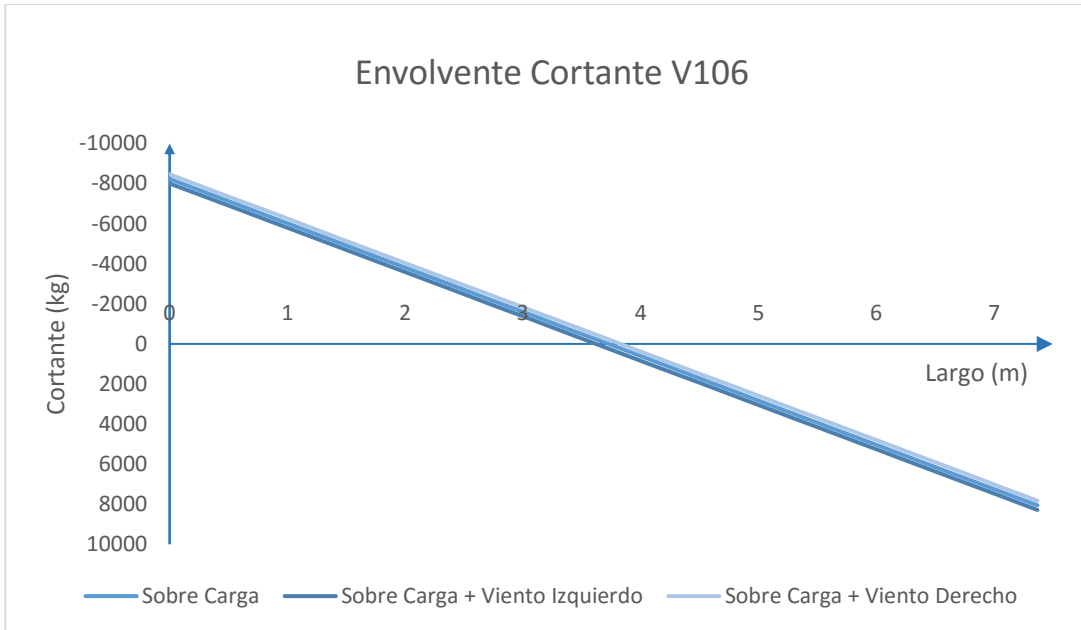
▪ **V104**



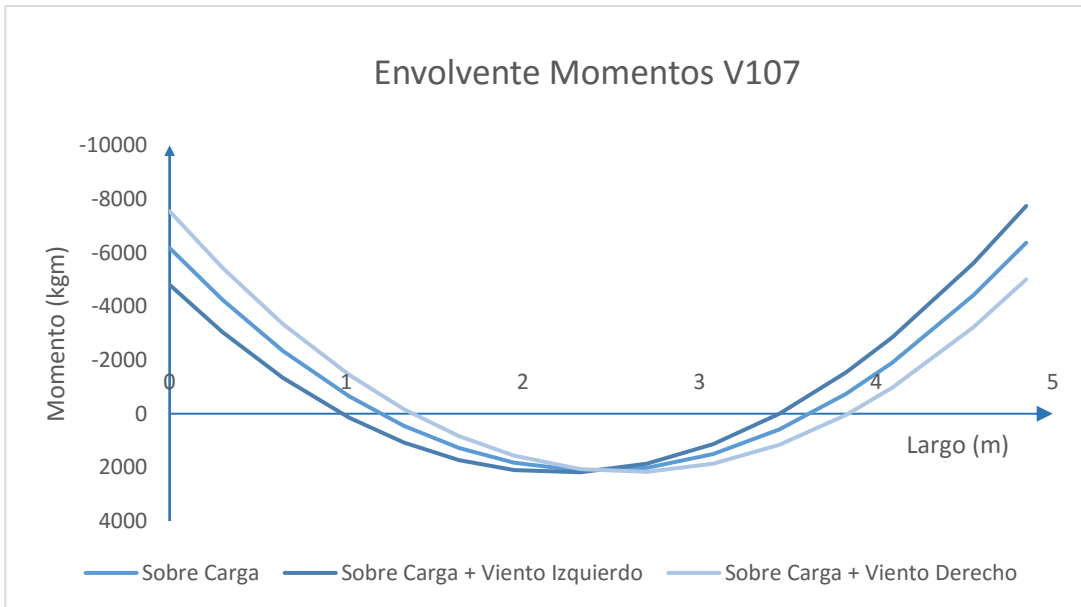
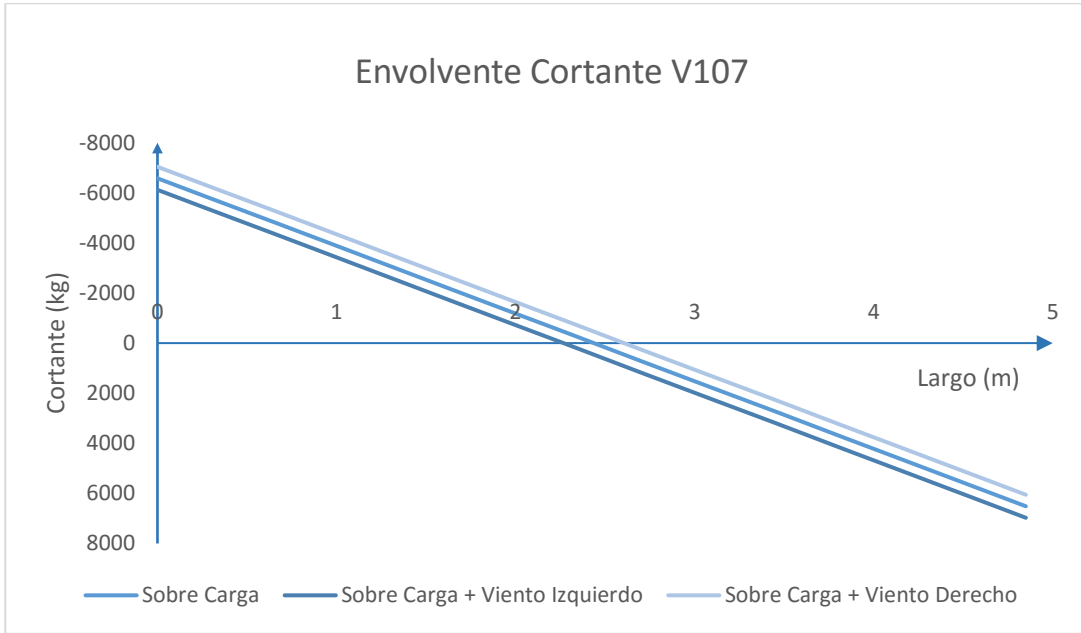
- V105



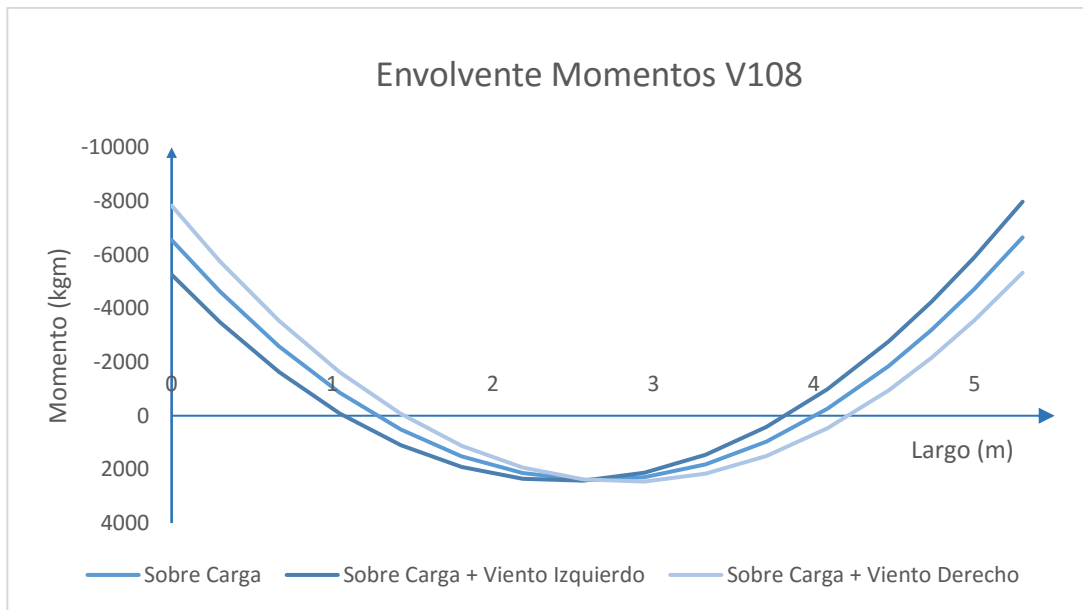
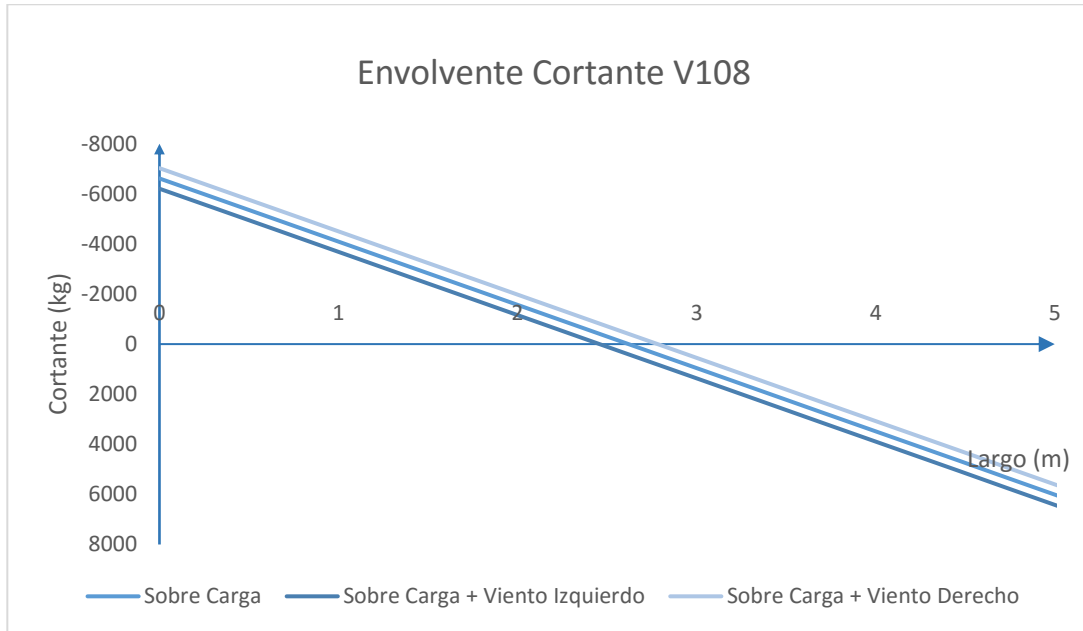
▪ **V106**



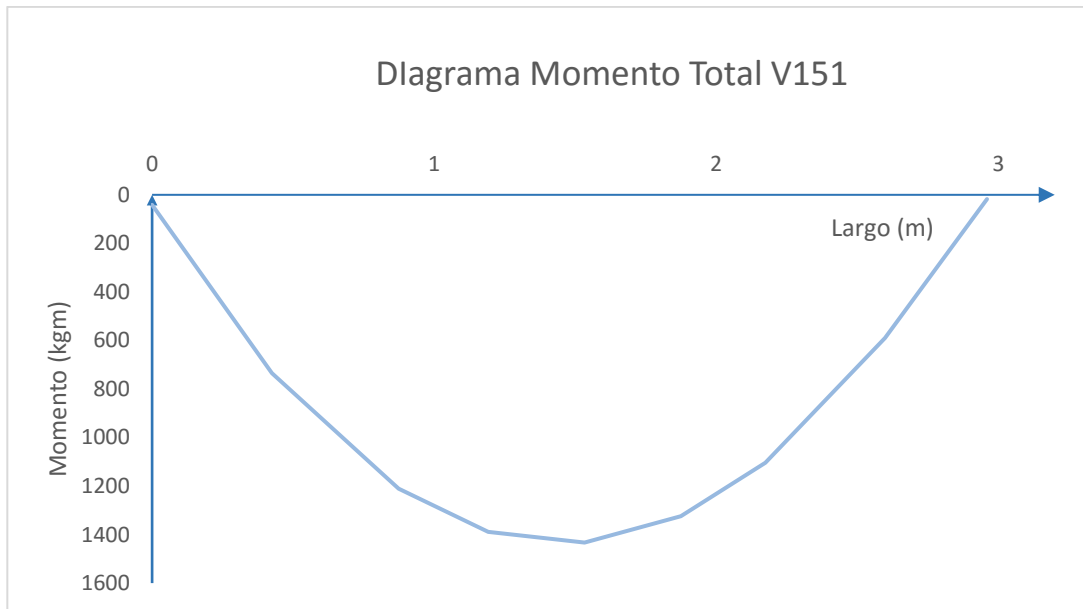
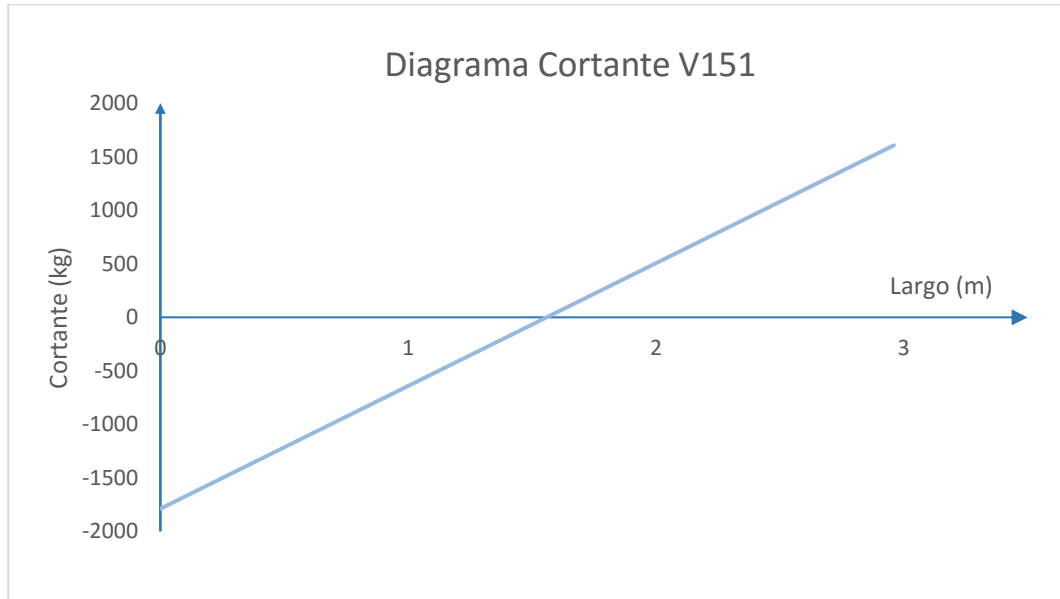
▪ V107



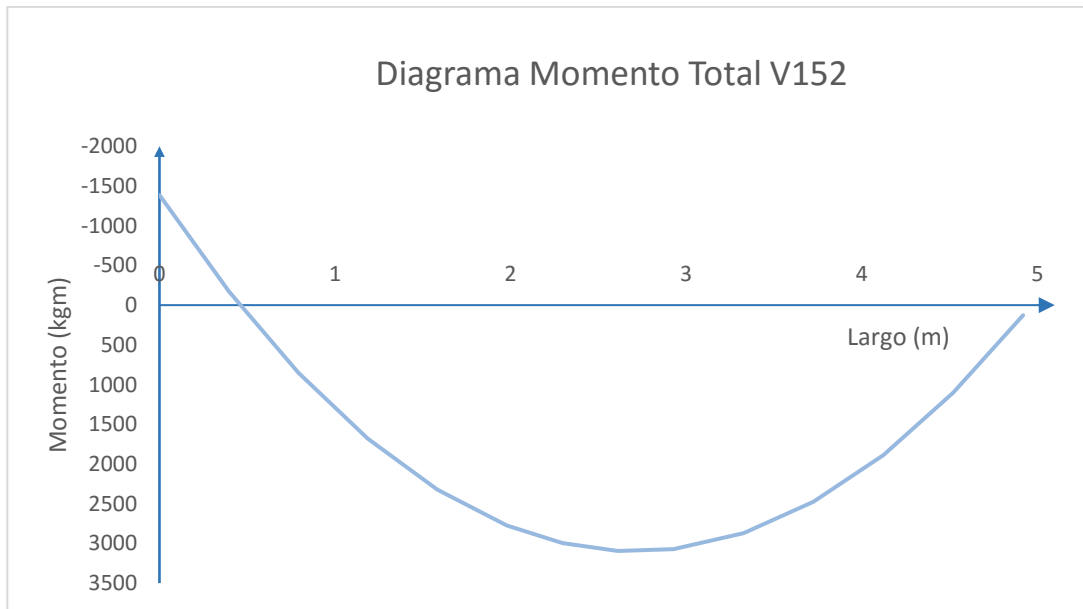
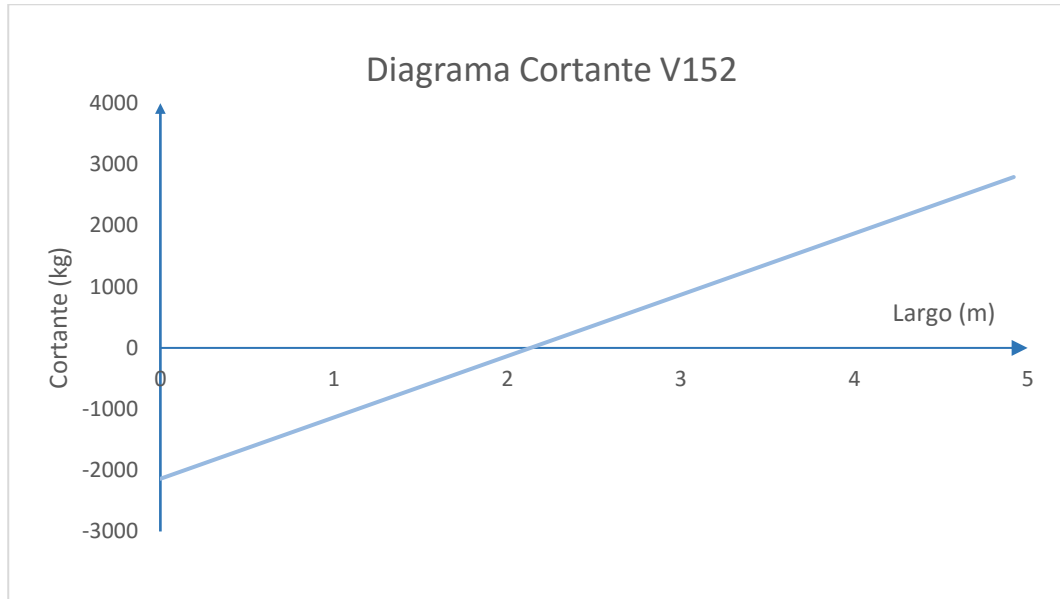
- **V108**



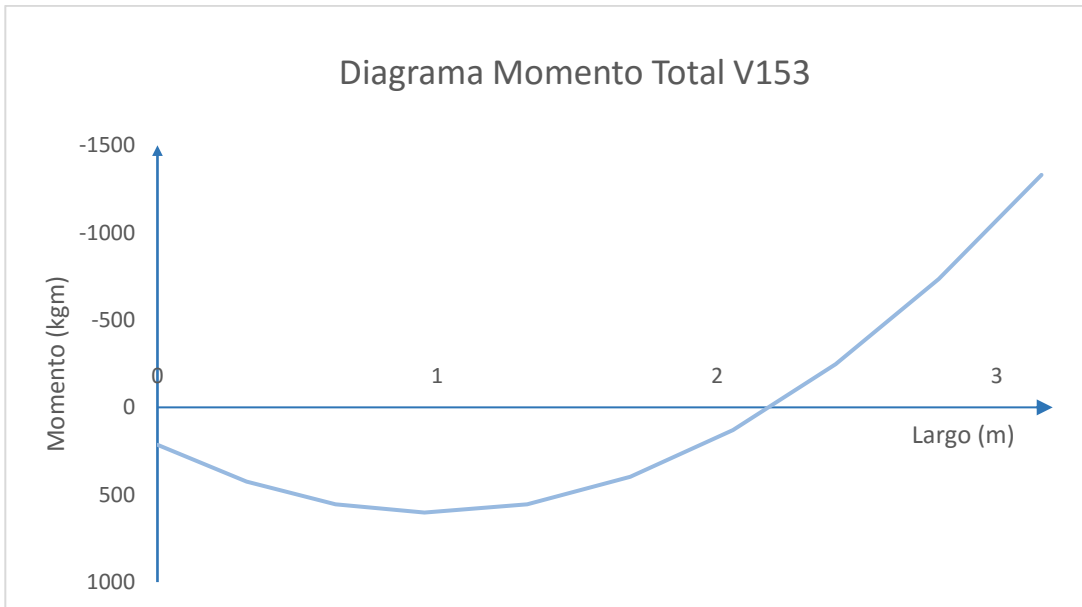
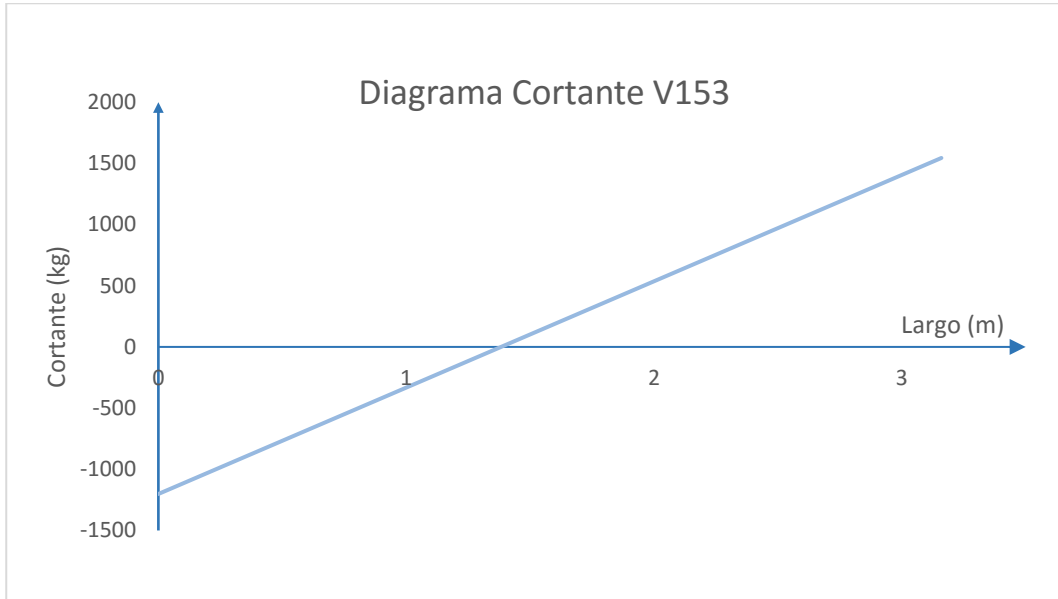
- V151



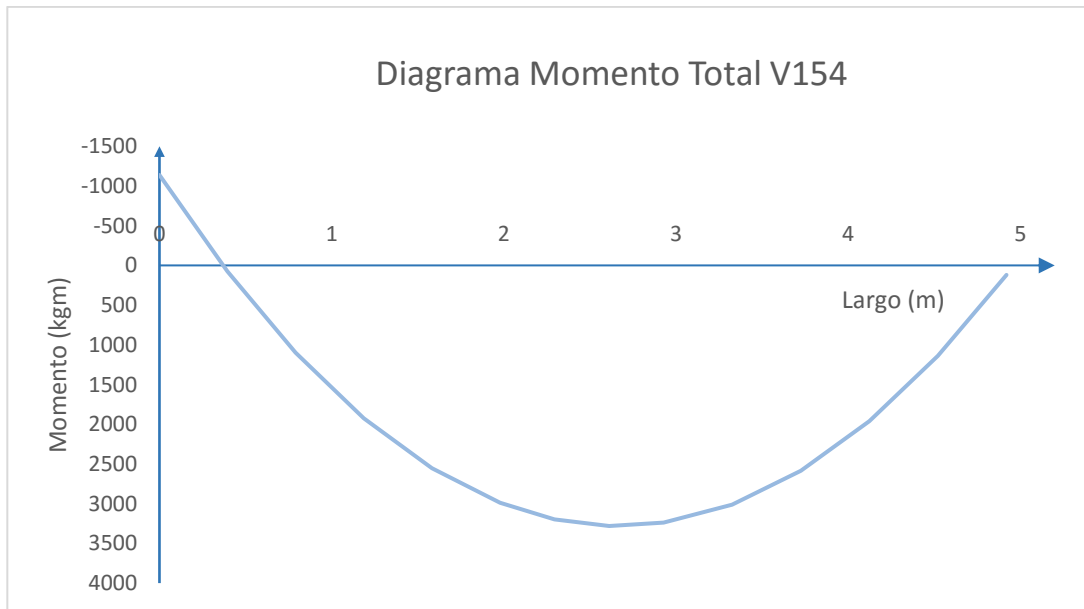
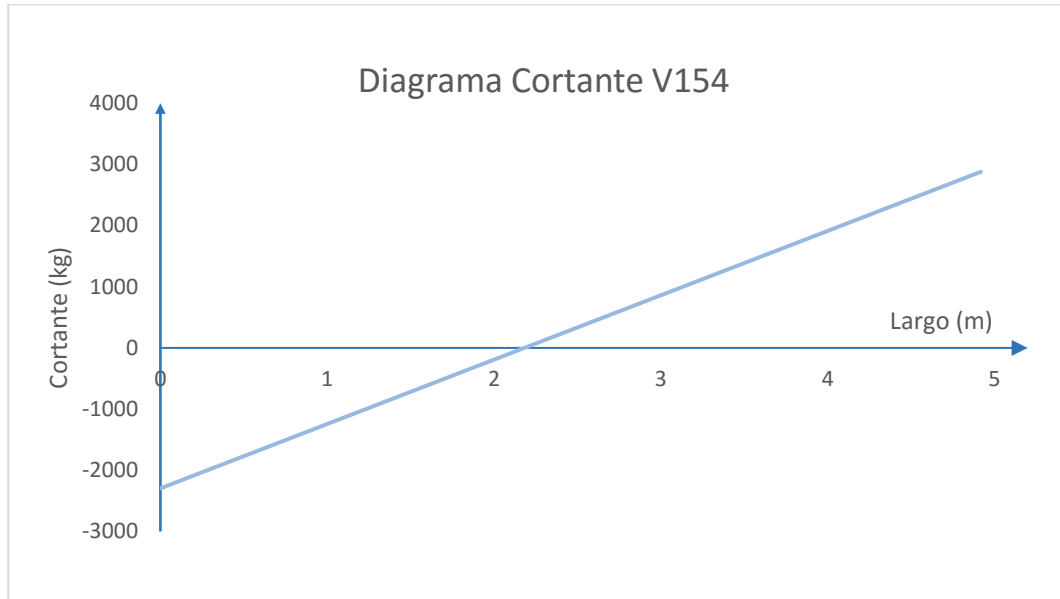
- V152



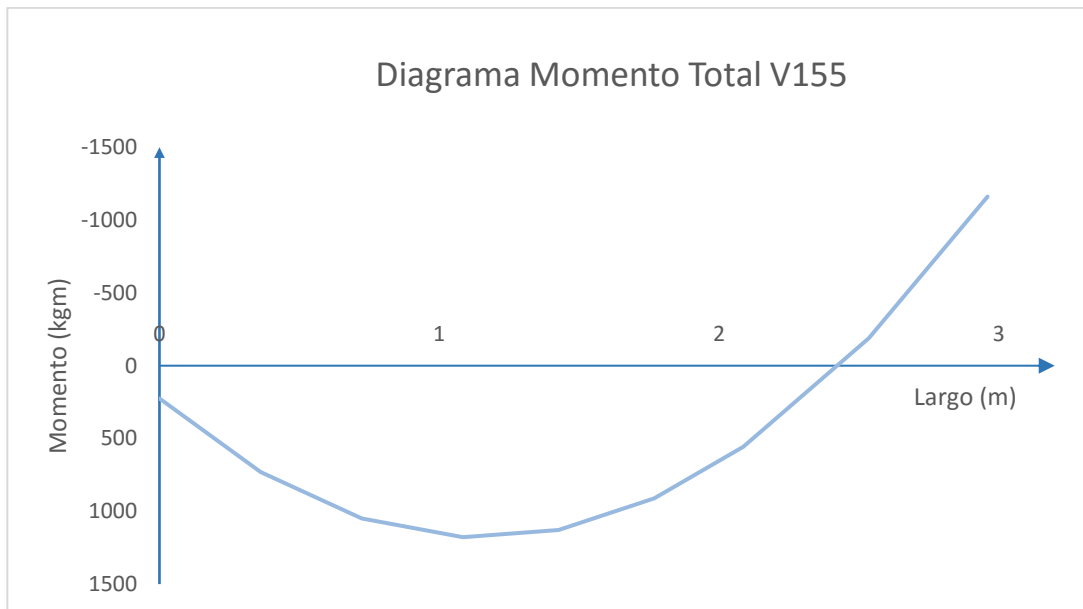
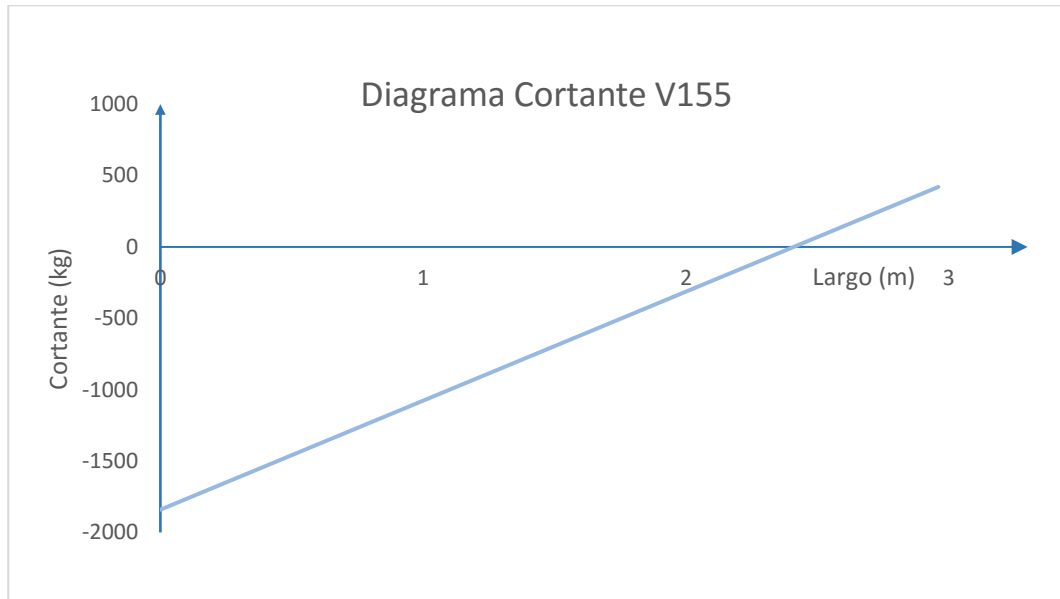
- **V153**



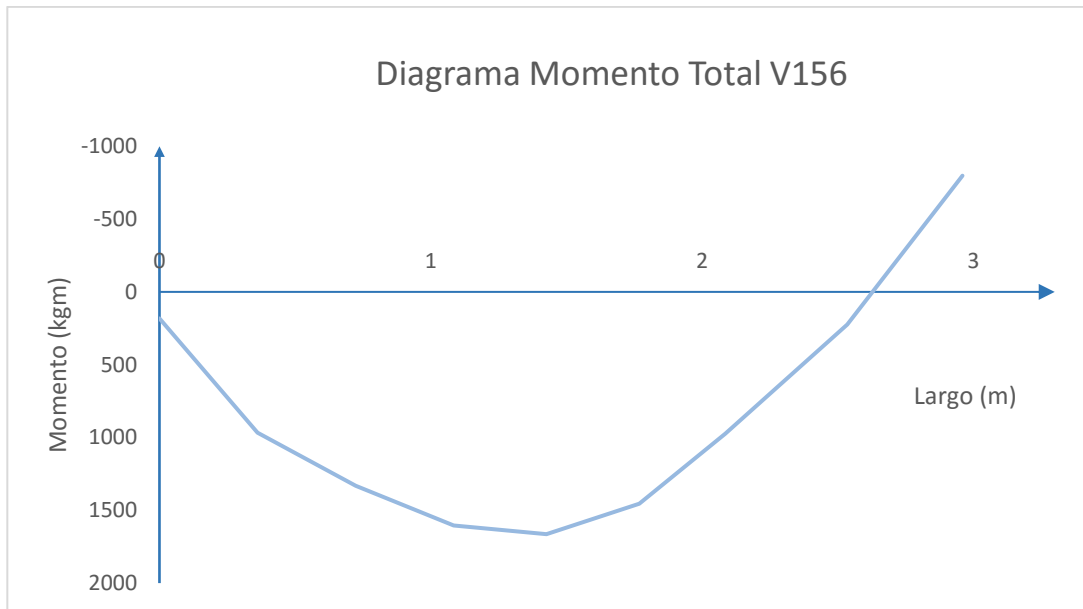
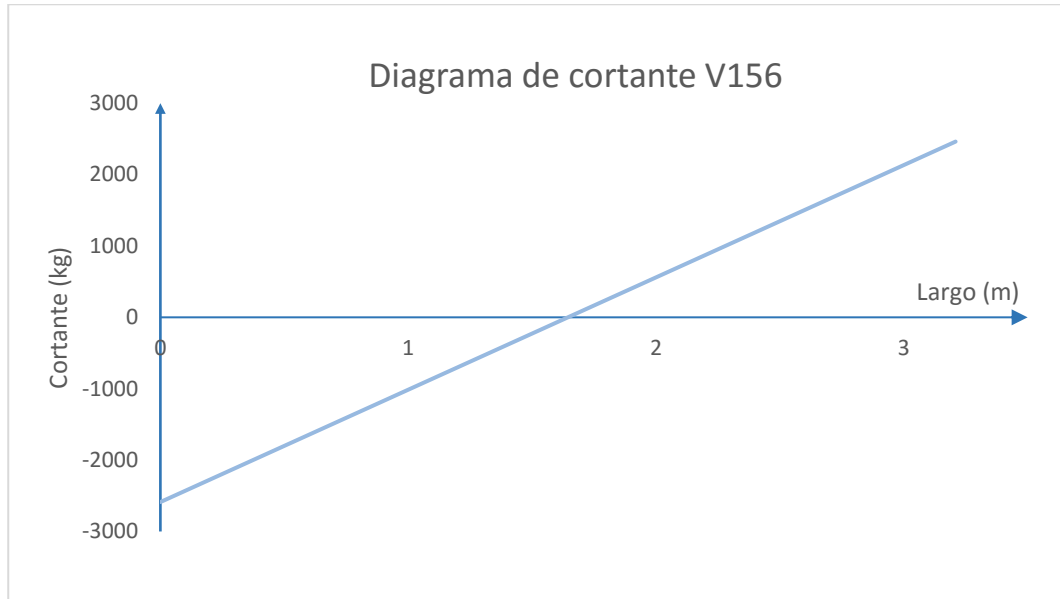
- V154



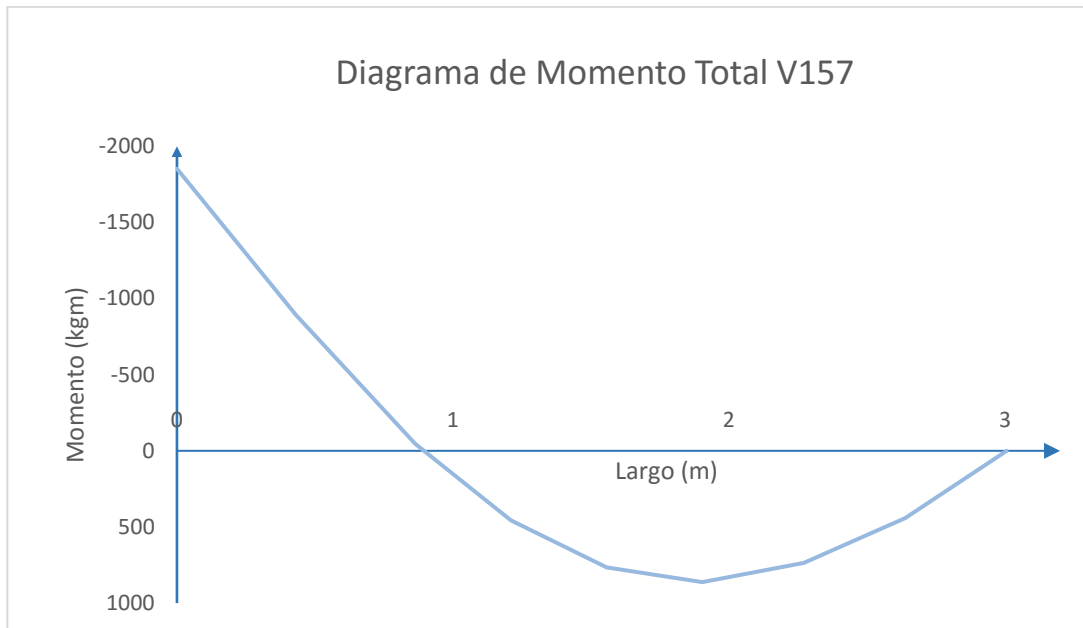
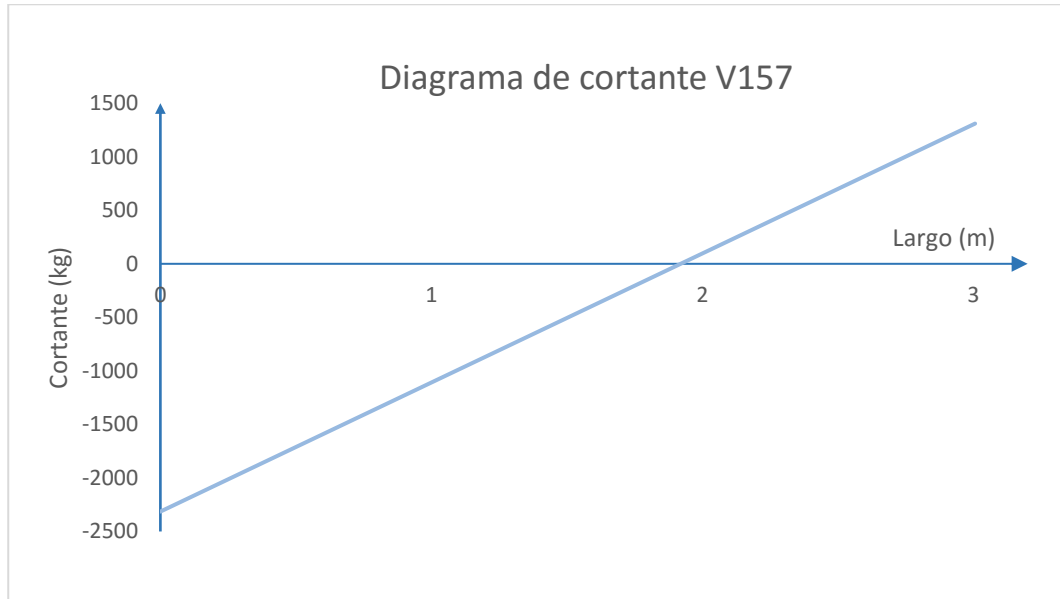
- V155



- V156

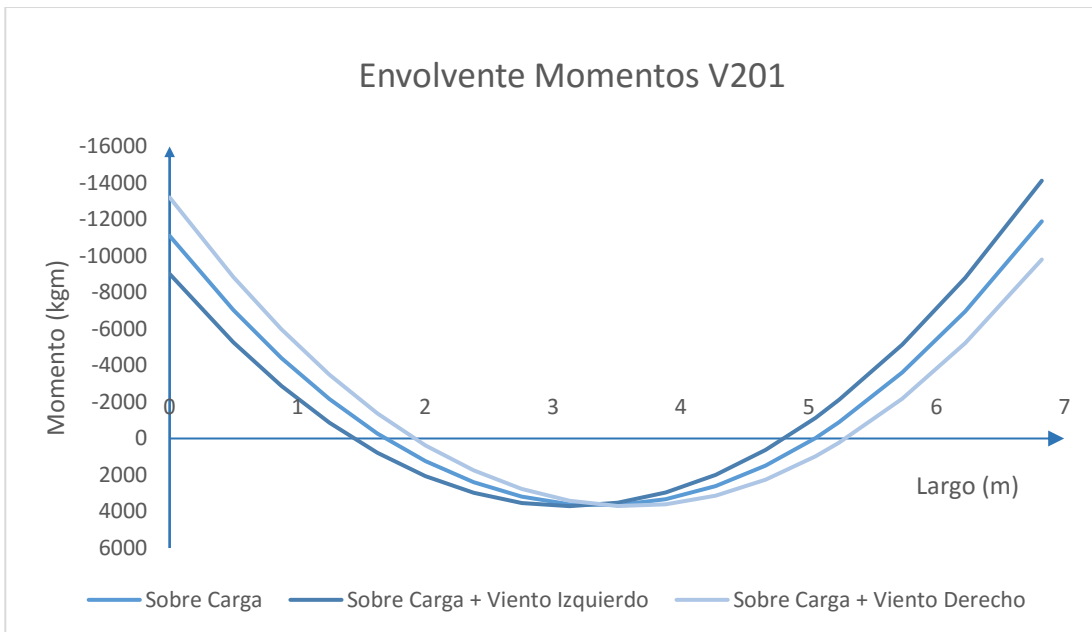
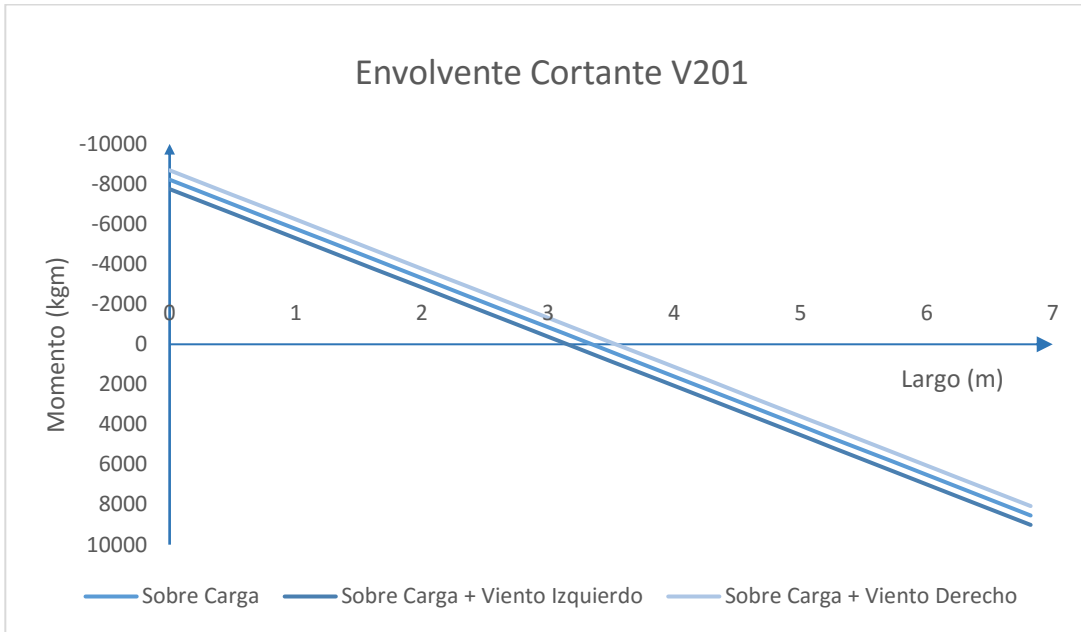


- V157

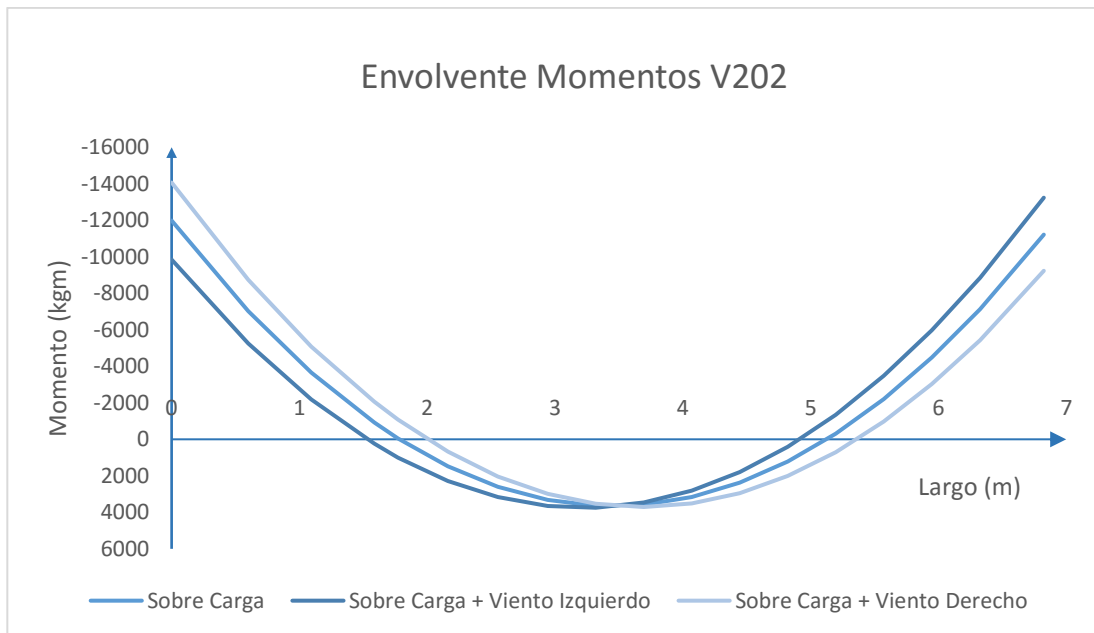
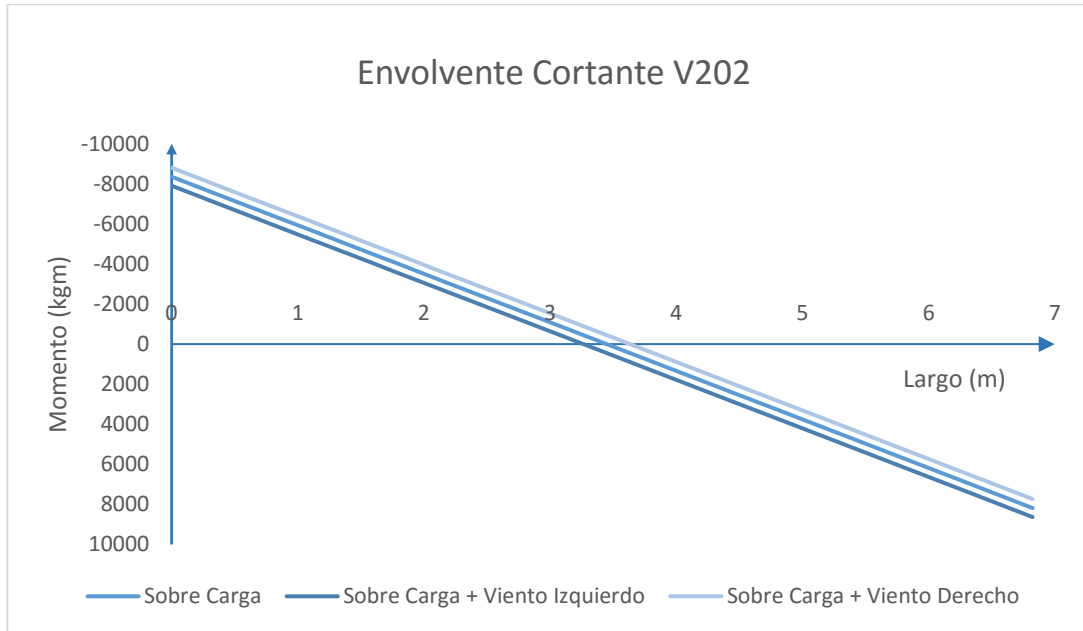


Índice 200

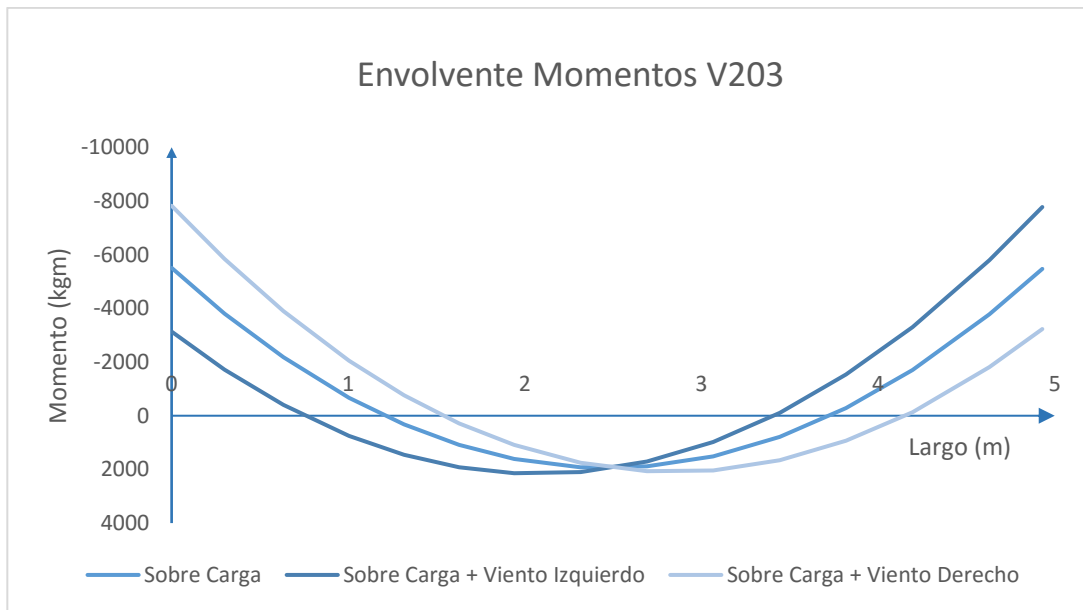
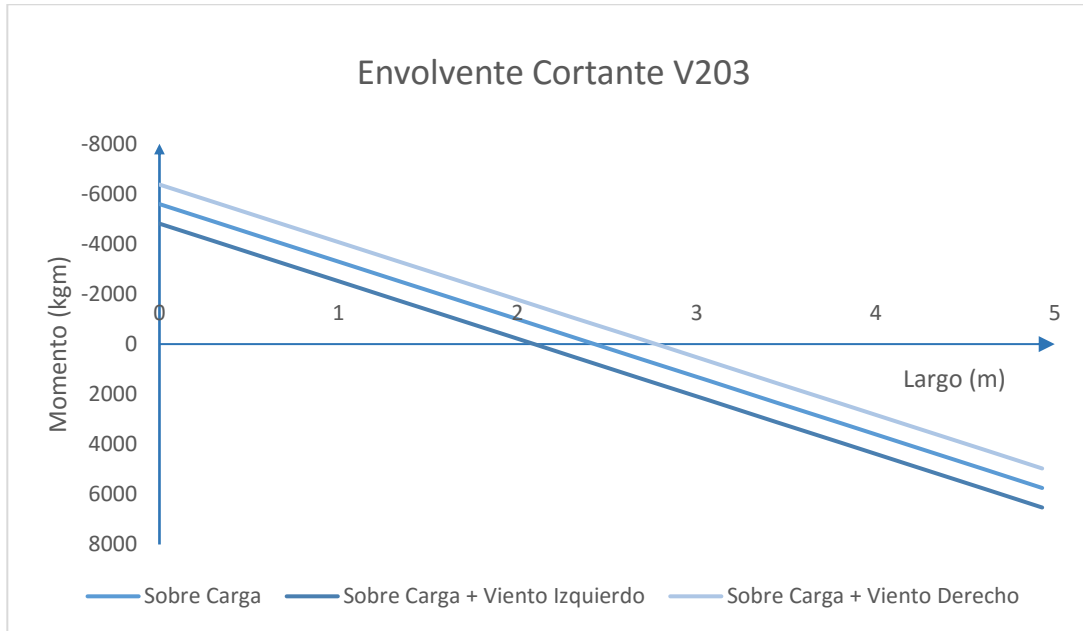
- V201



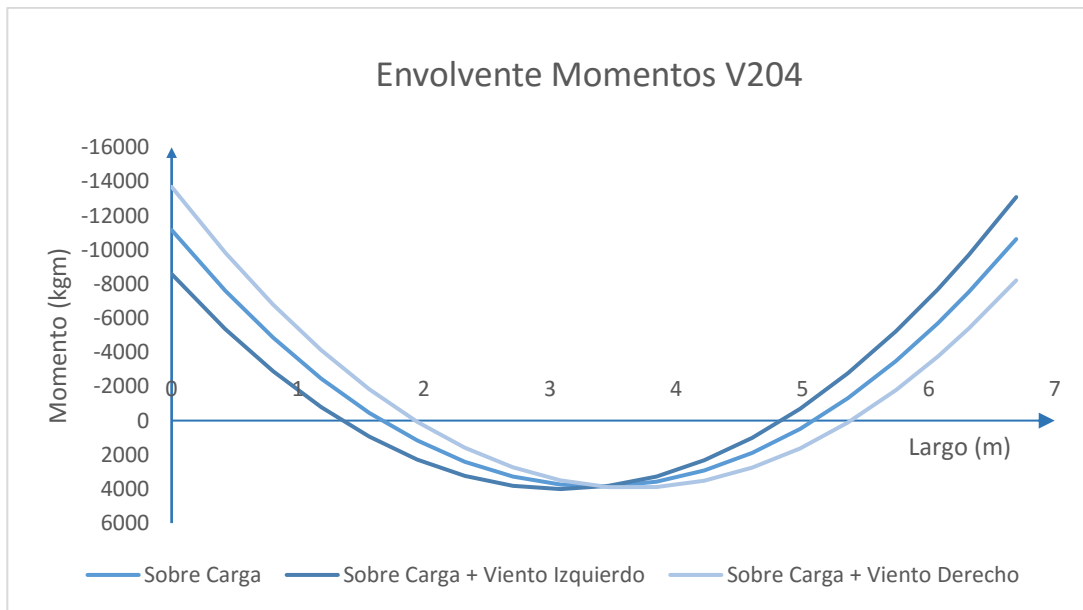
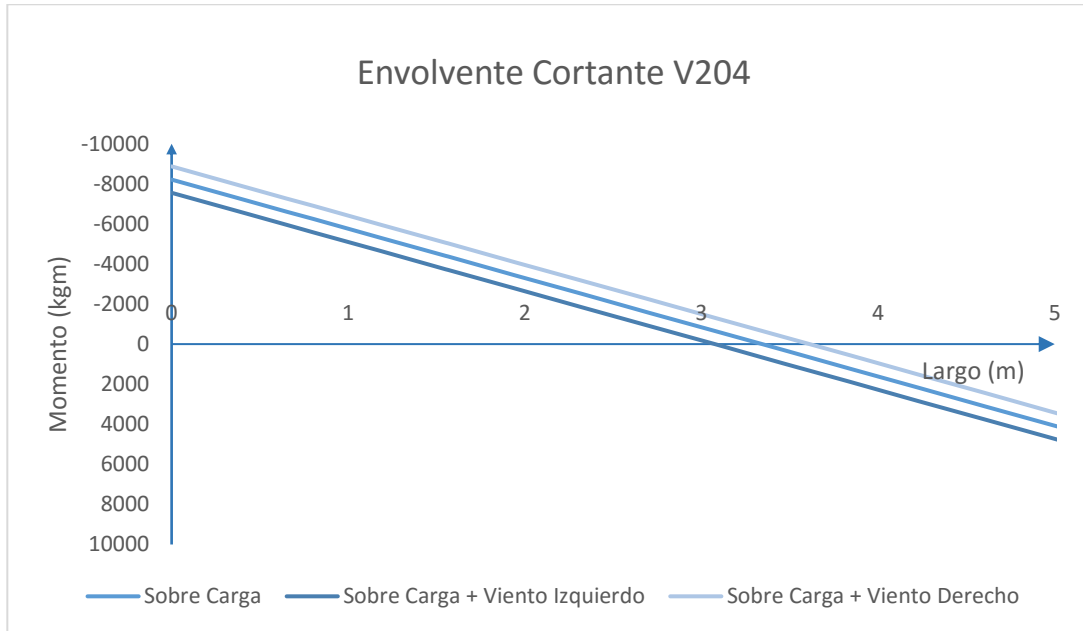
- V202



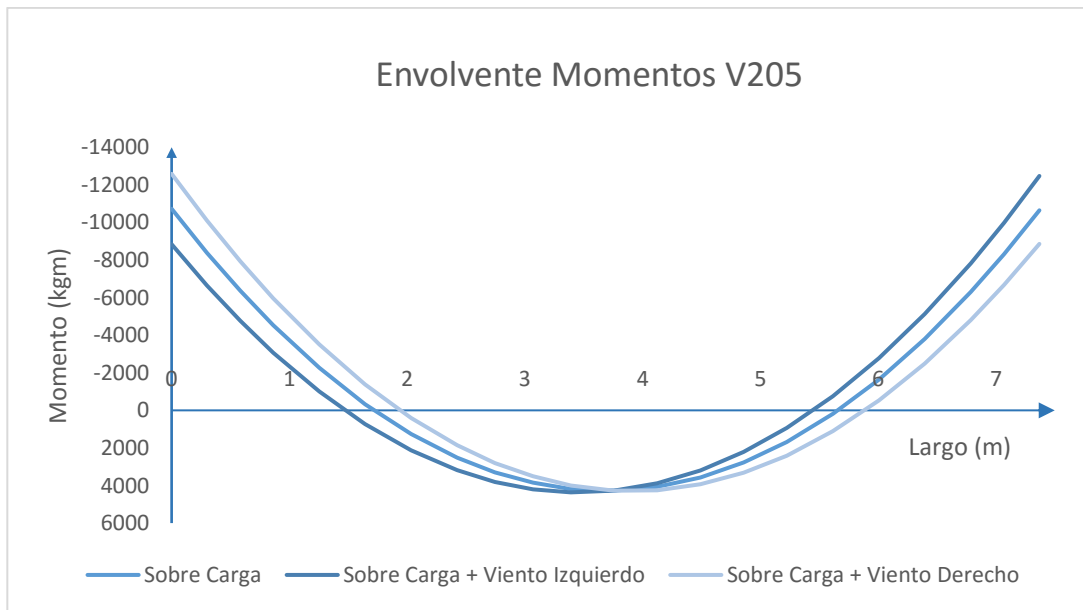
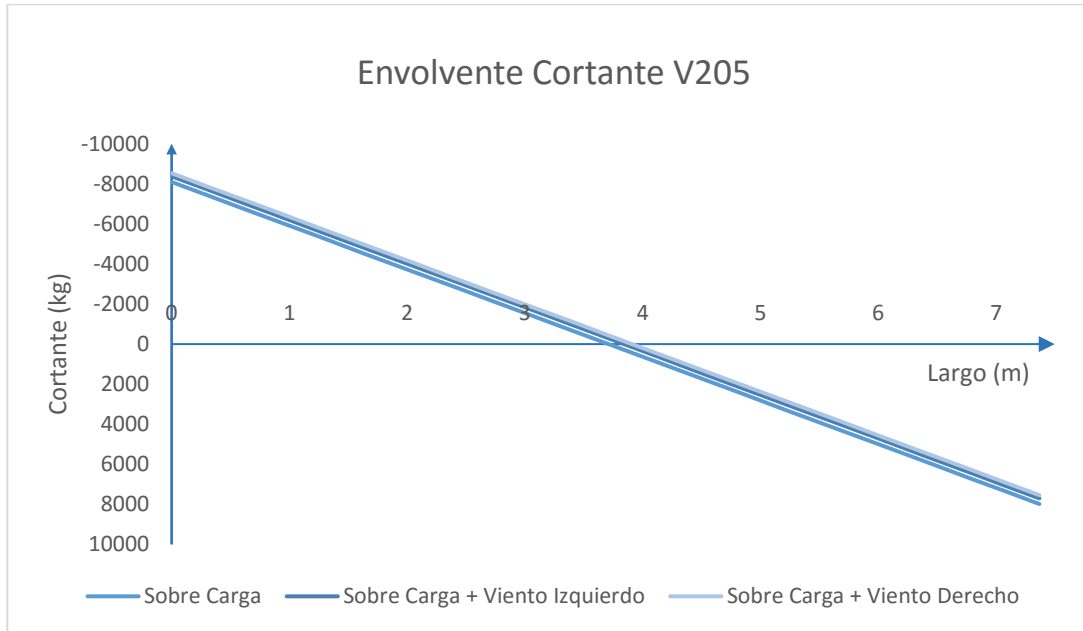
▪ V203



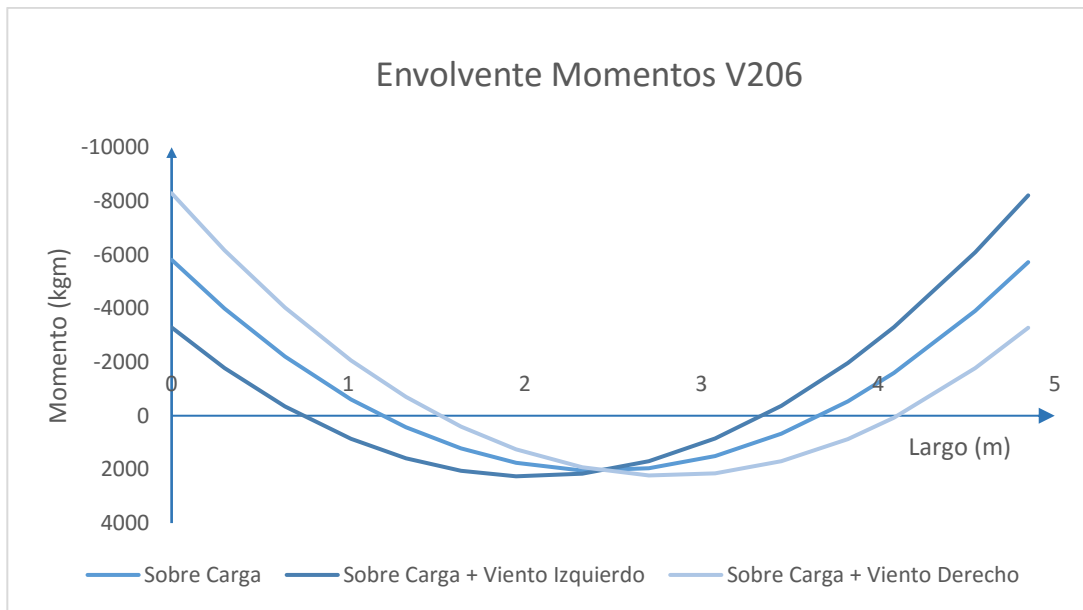
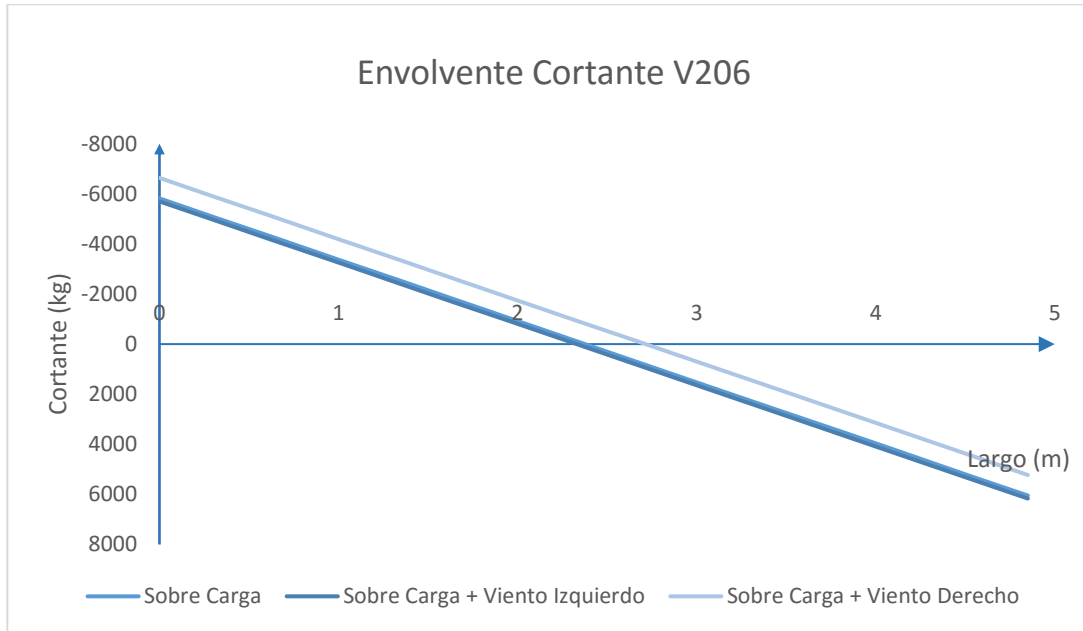
▪ V204



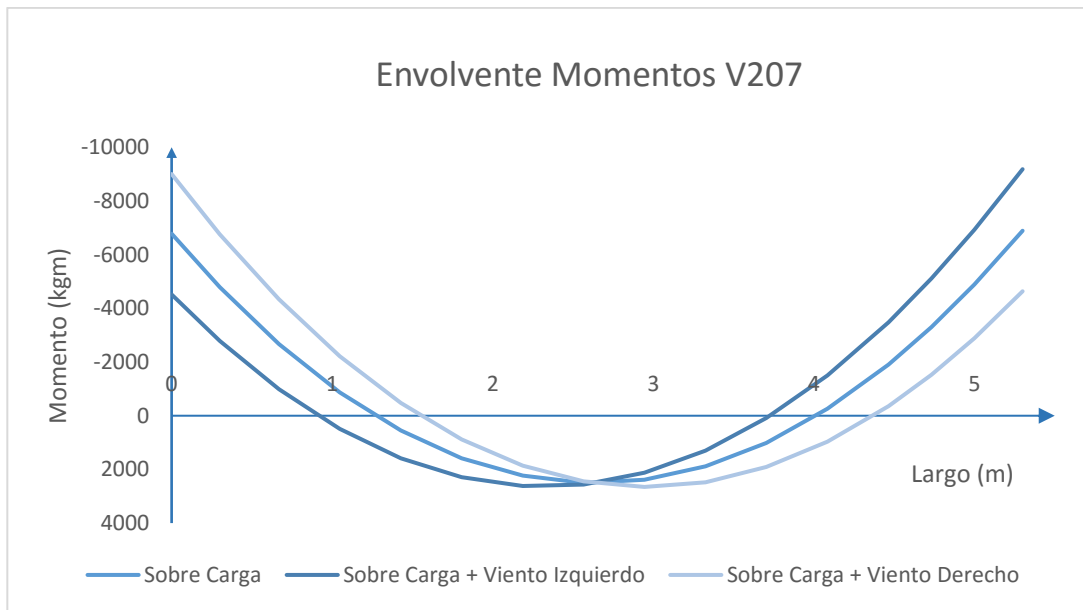
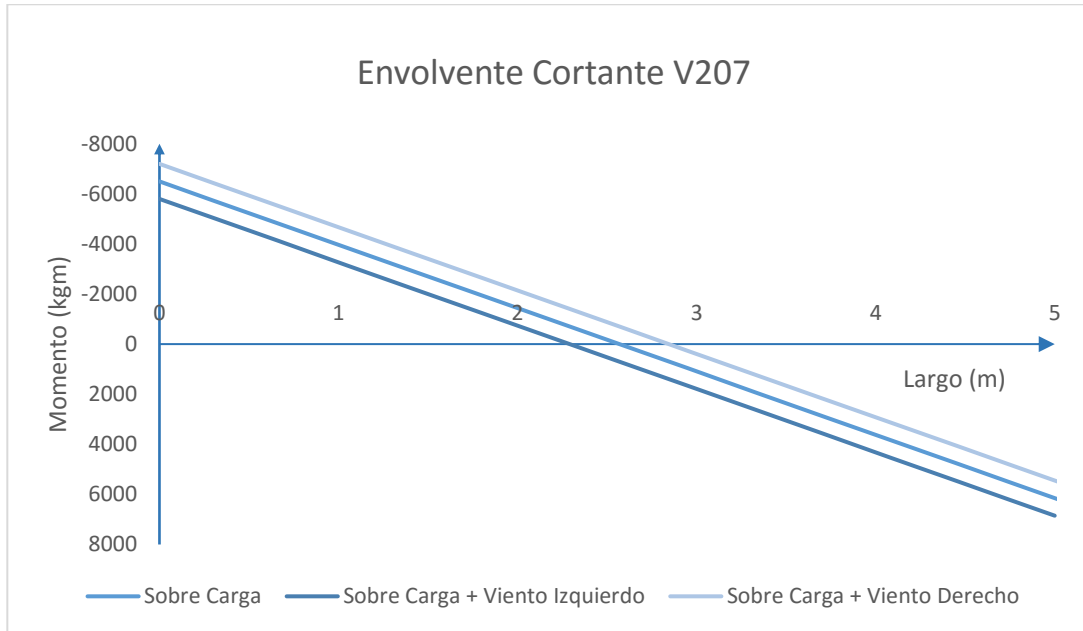
- V205



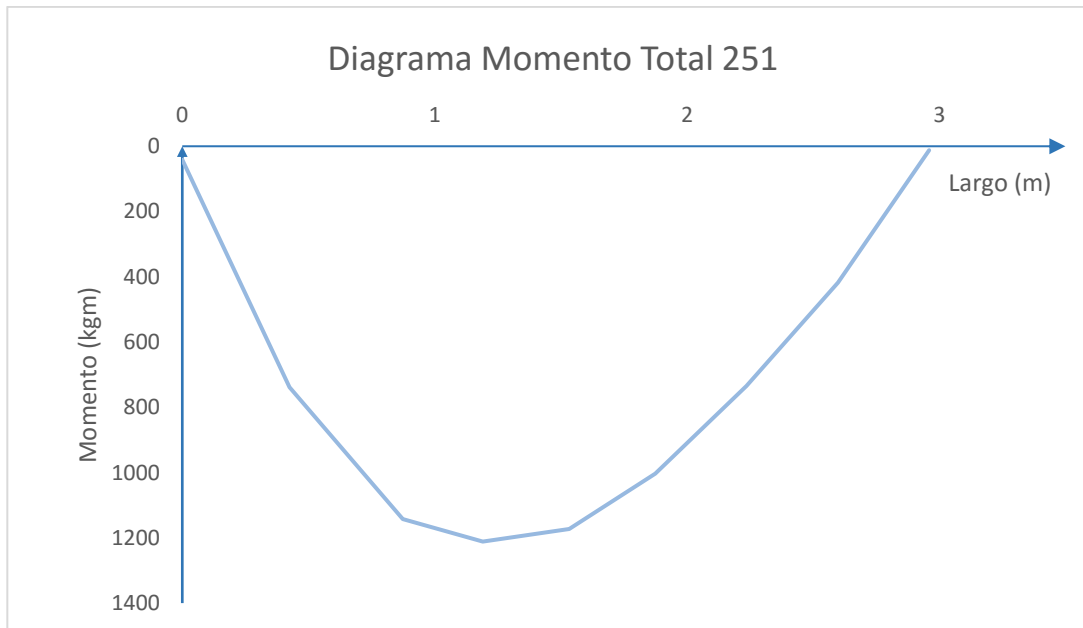
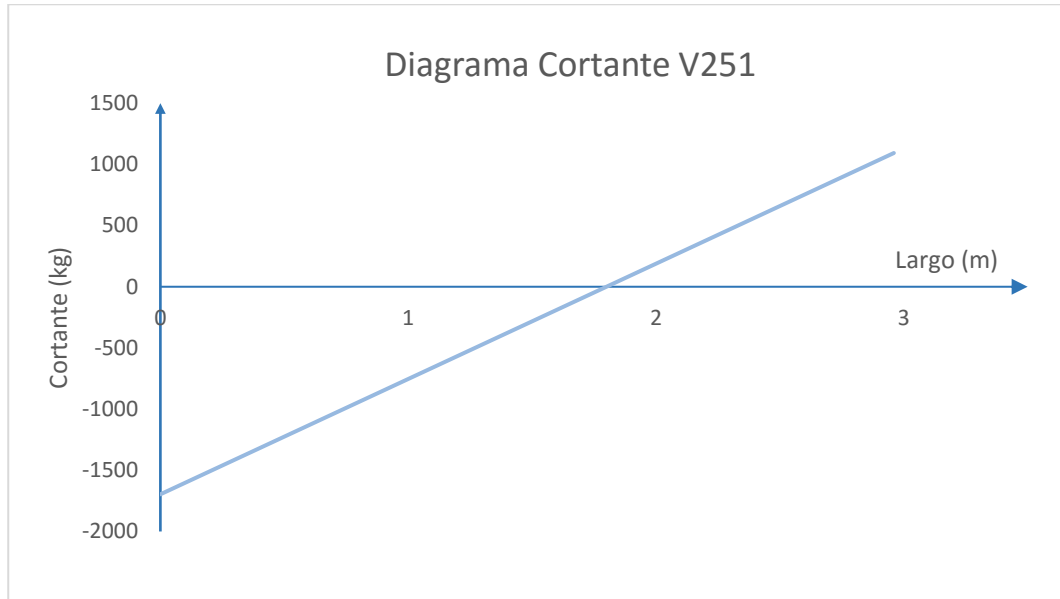
▪ **V206**



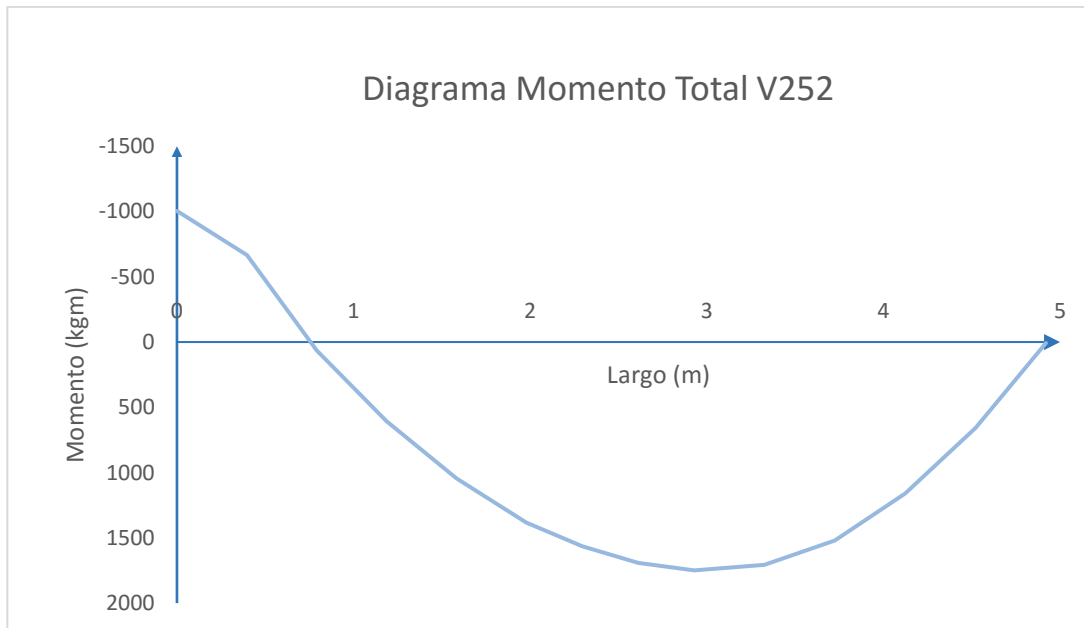
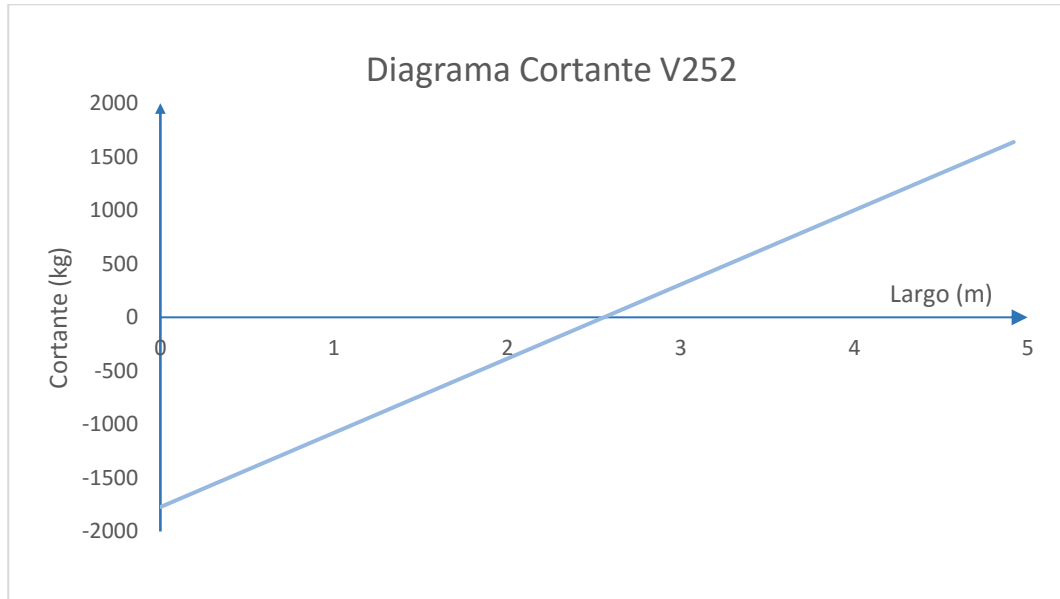
▪ V207



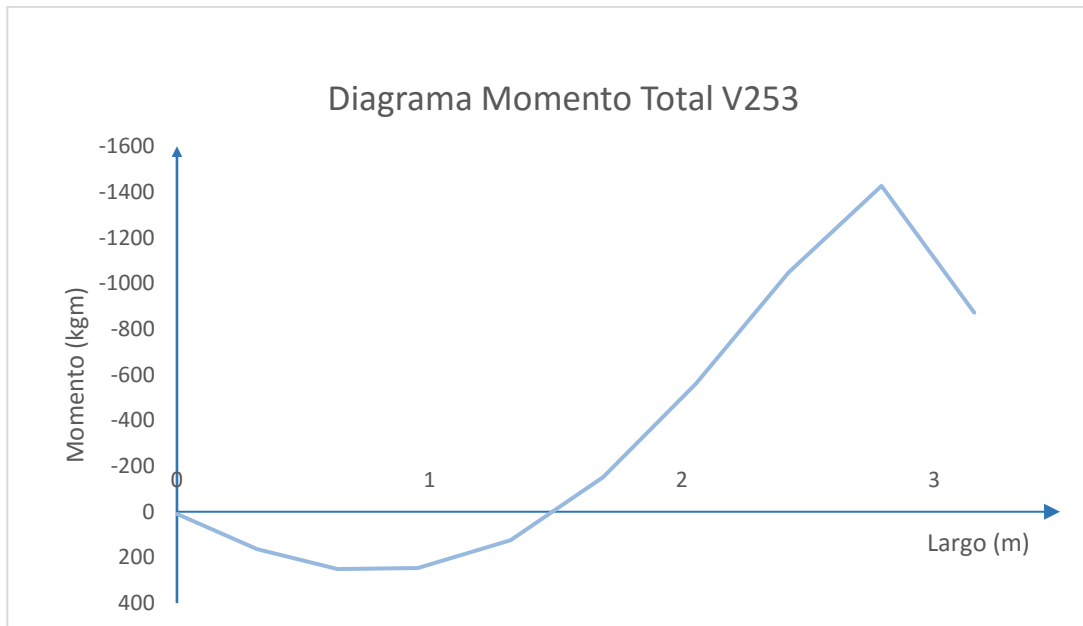
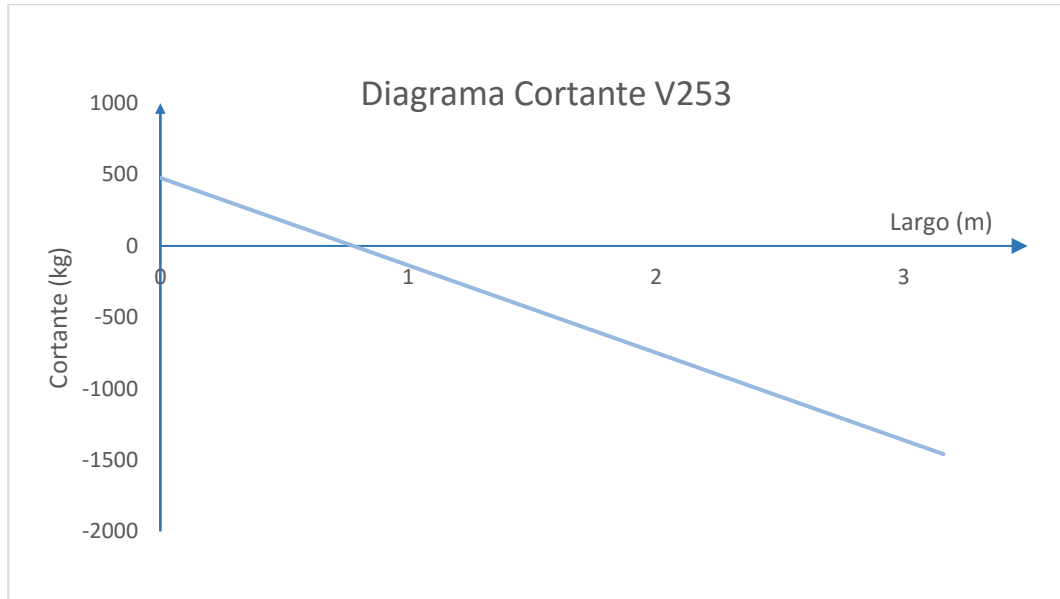
- V251



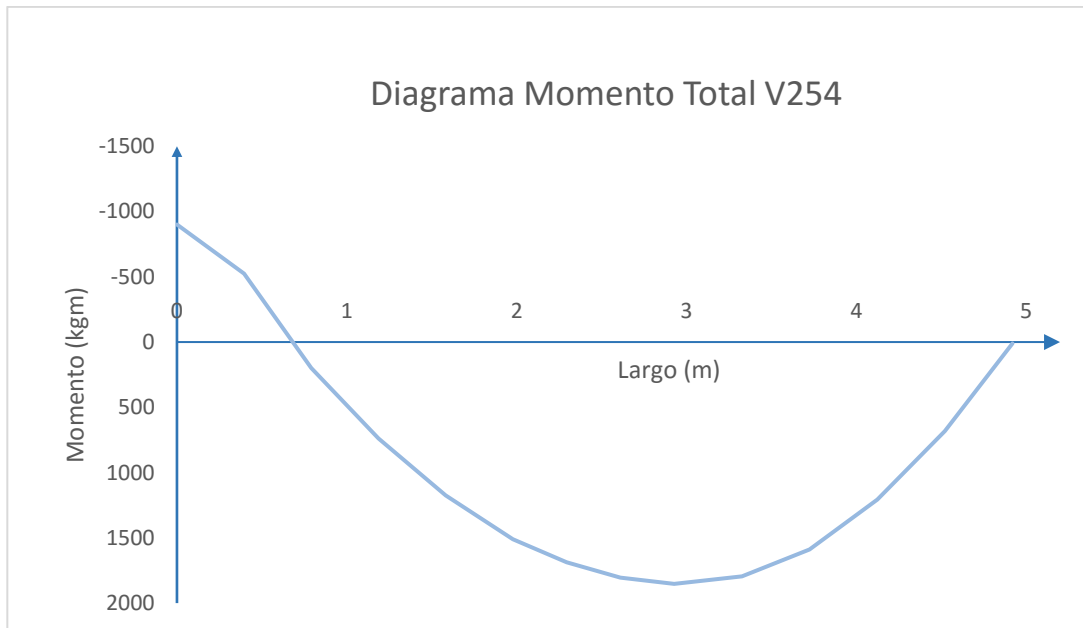
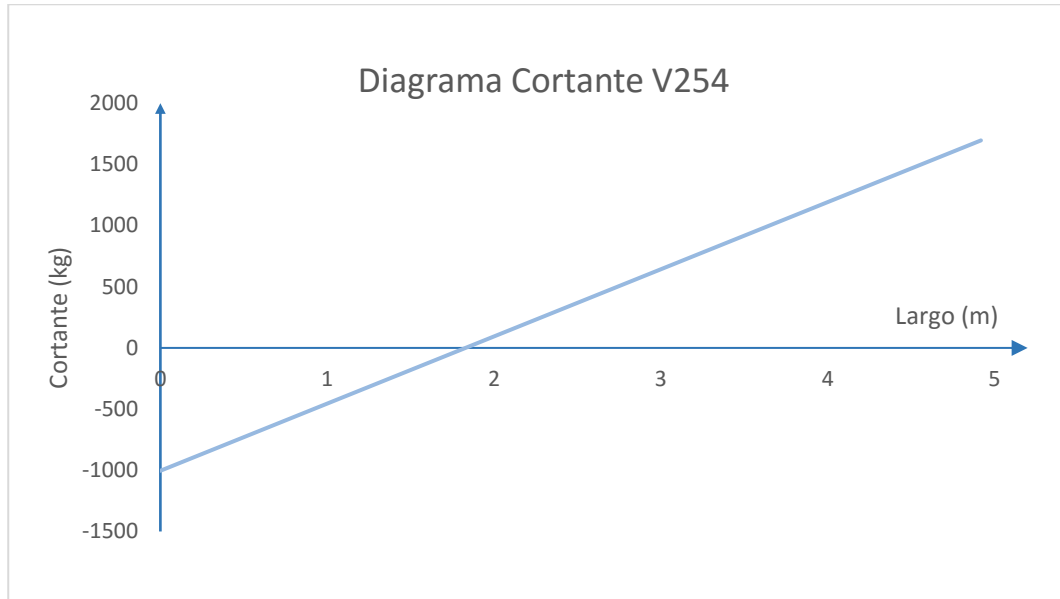
- V252



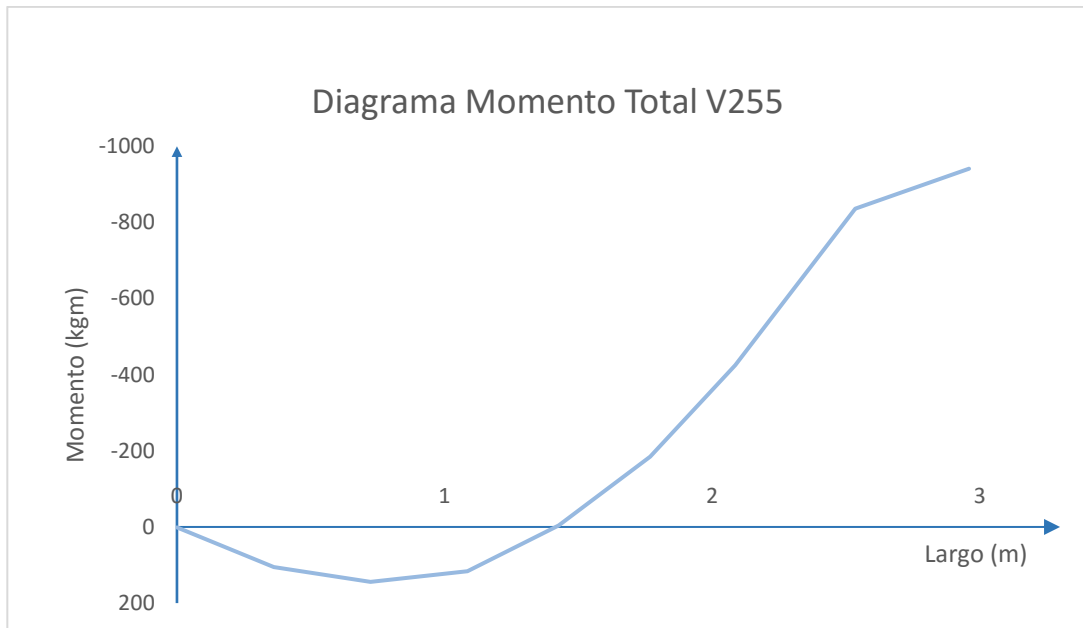
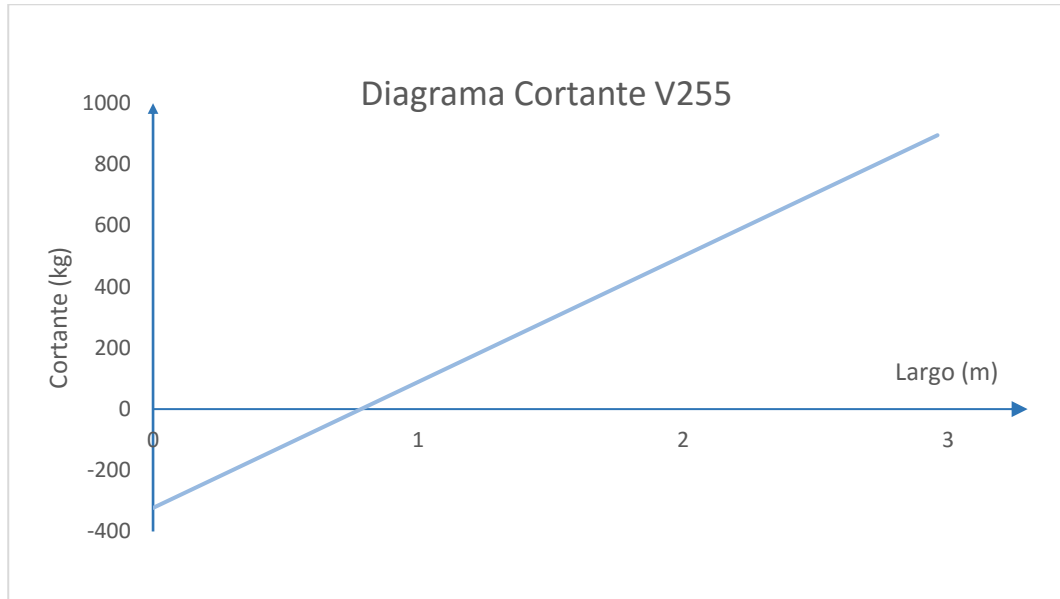
- **V253**



- V254

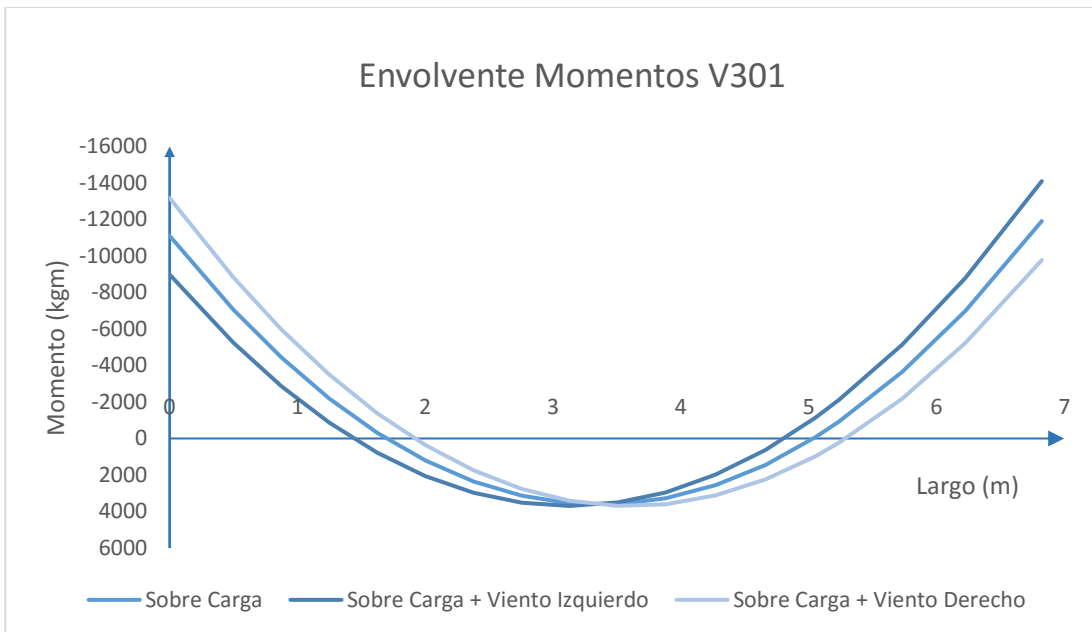
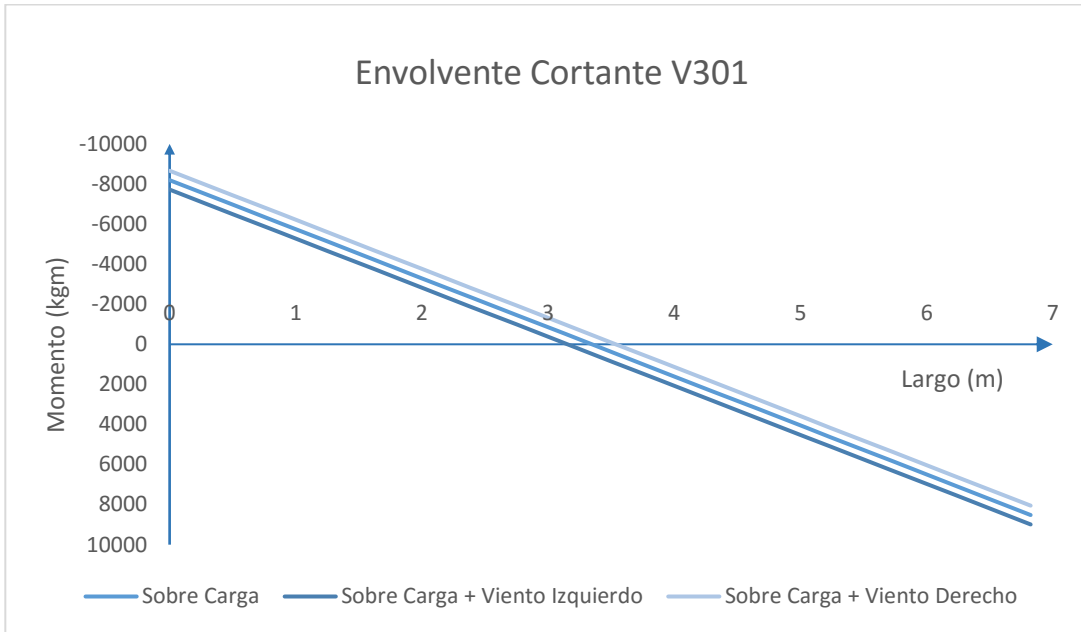


- V255

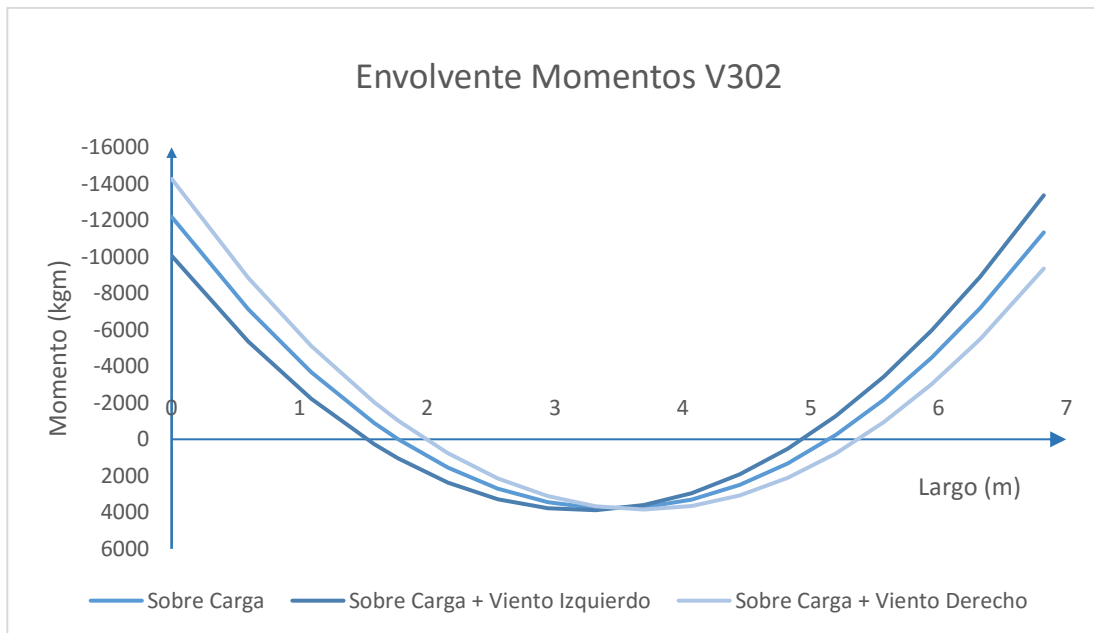
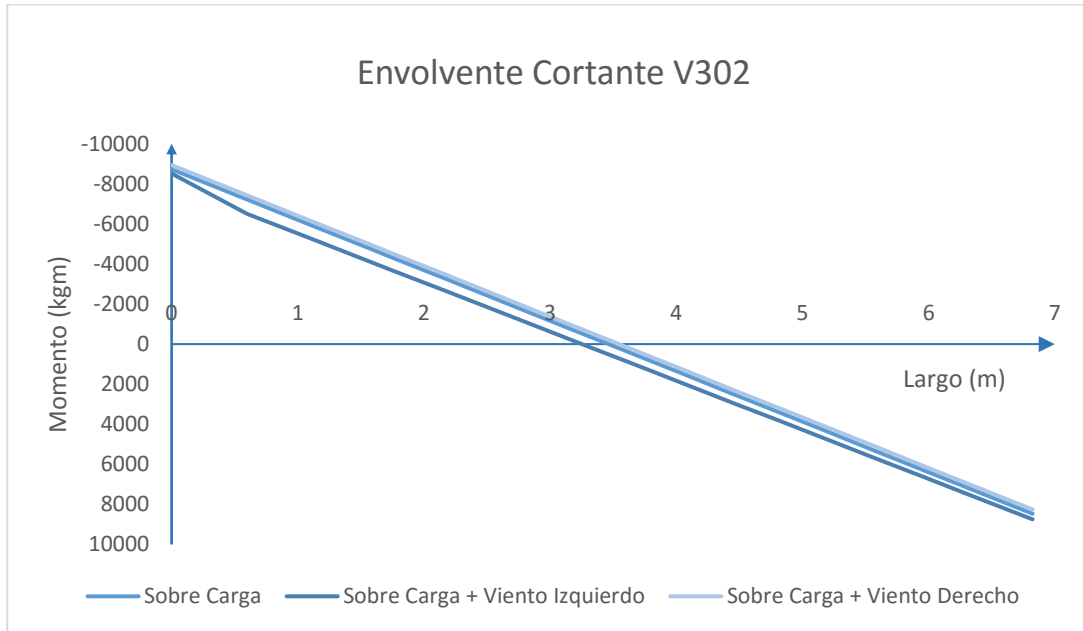


Índice 300

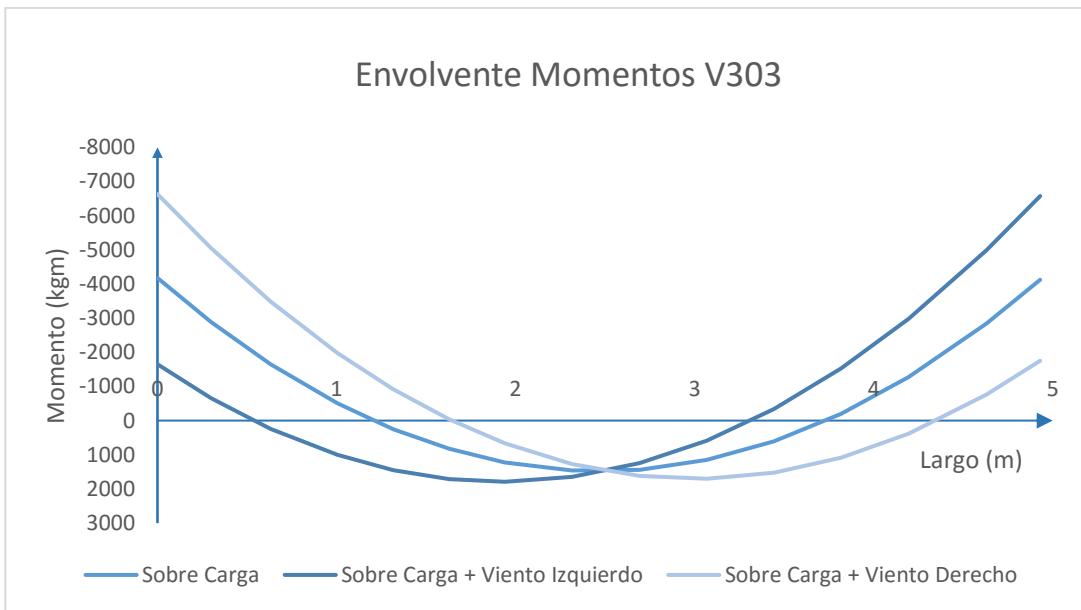
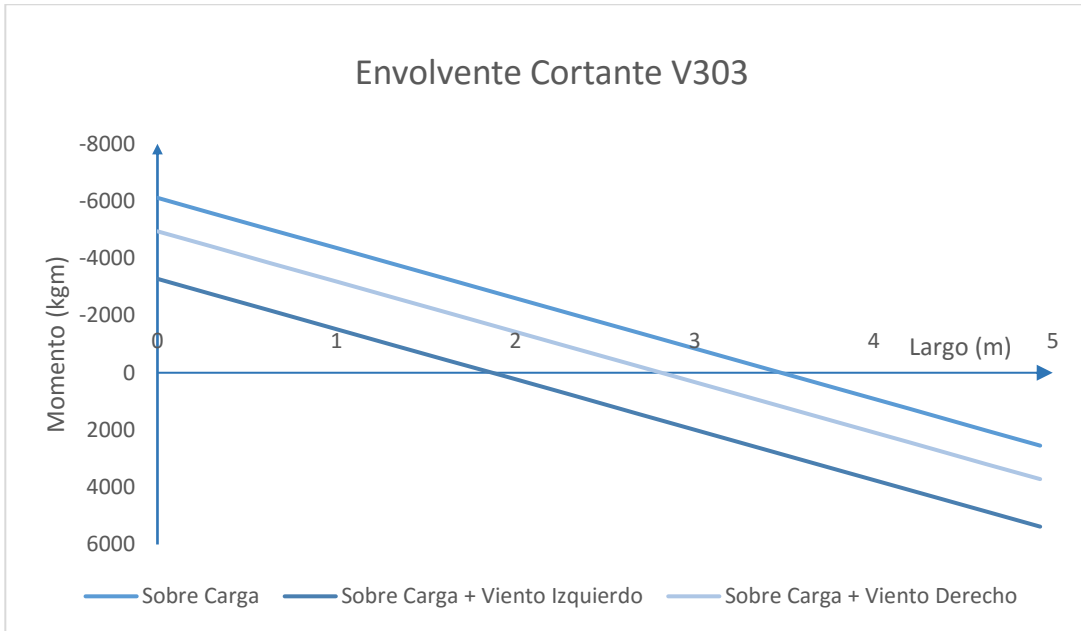
- V301



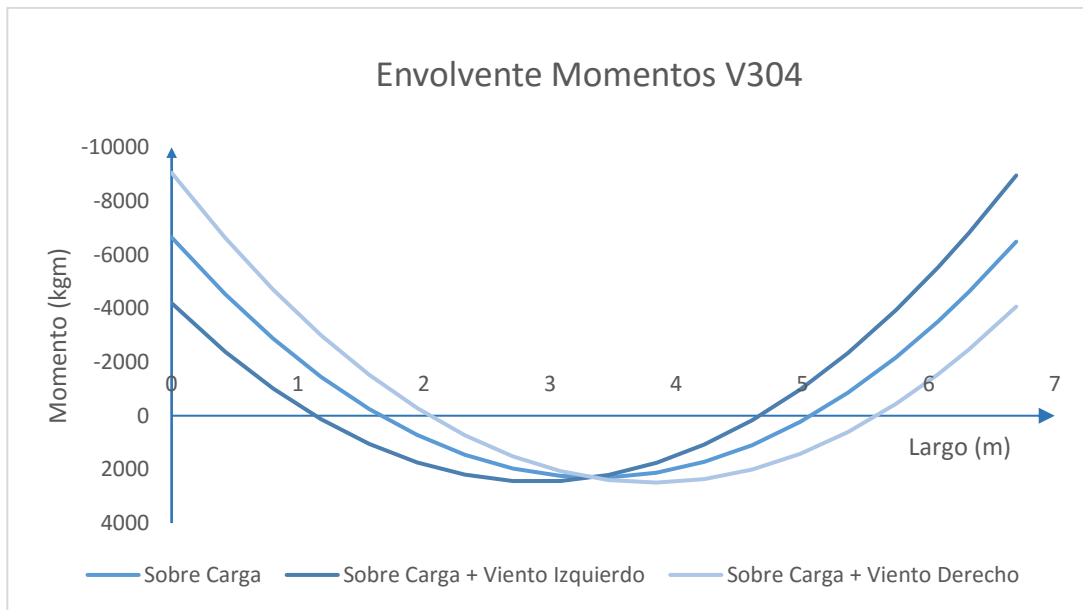
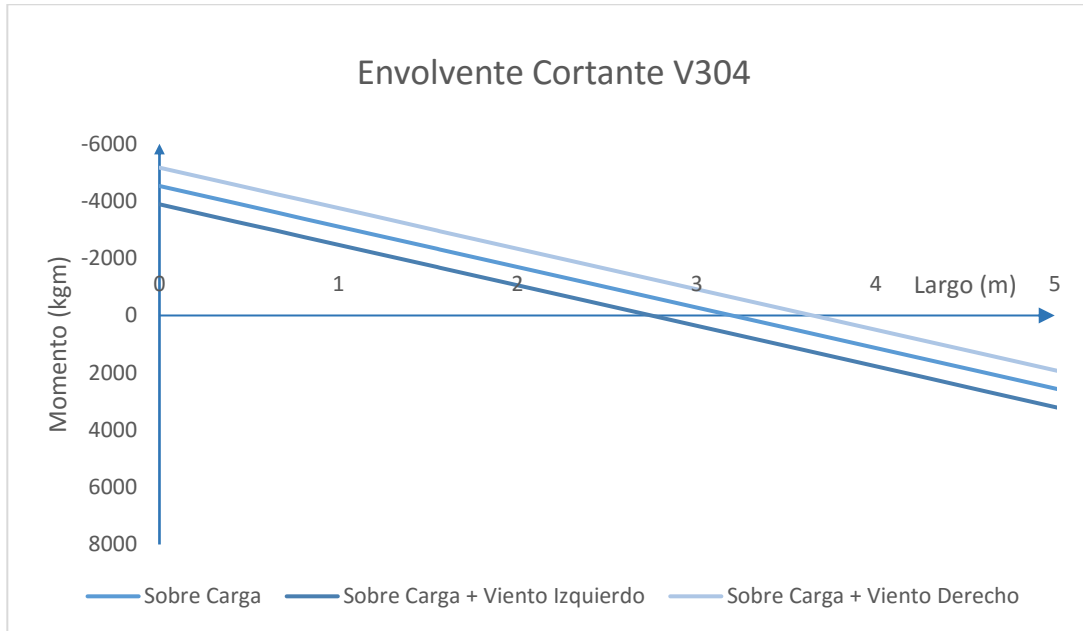
- V302



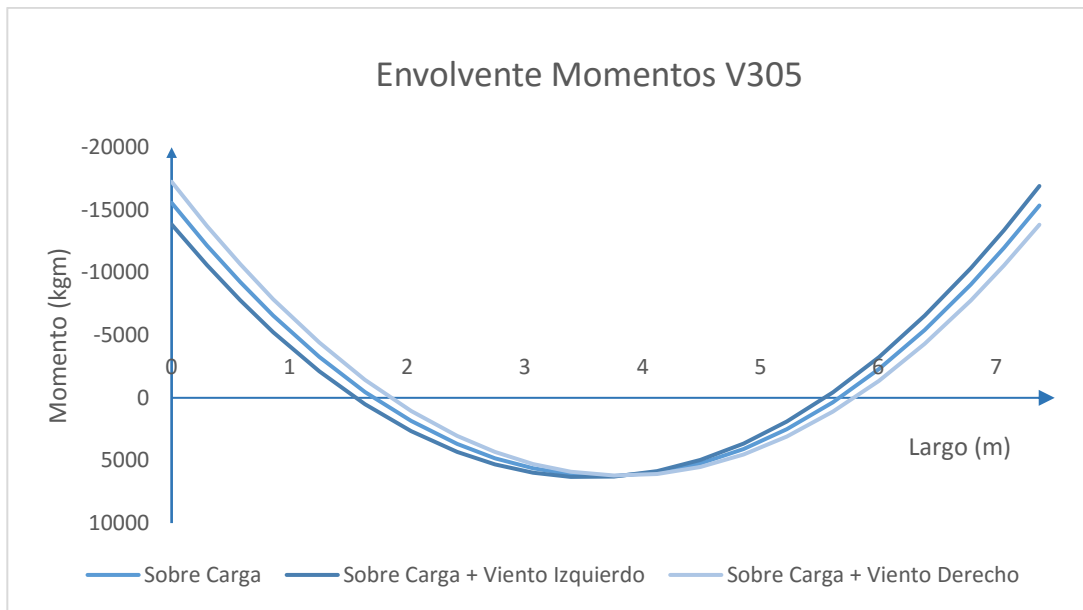
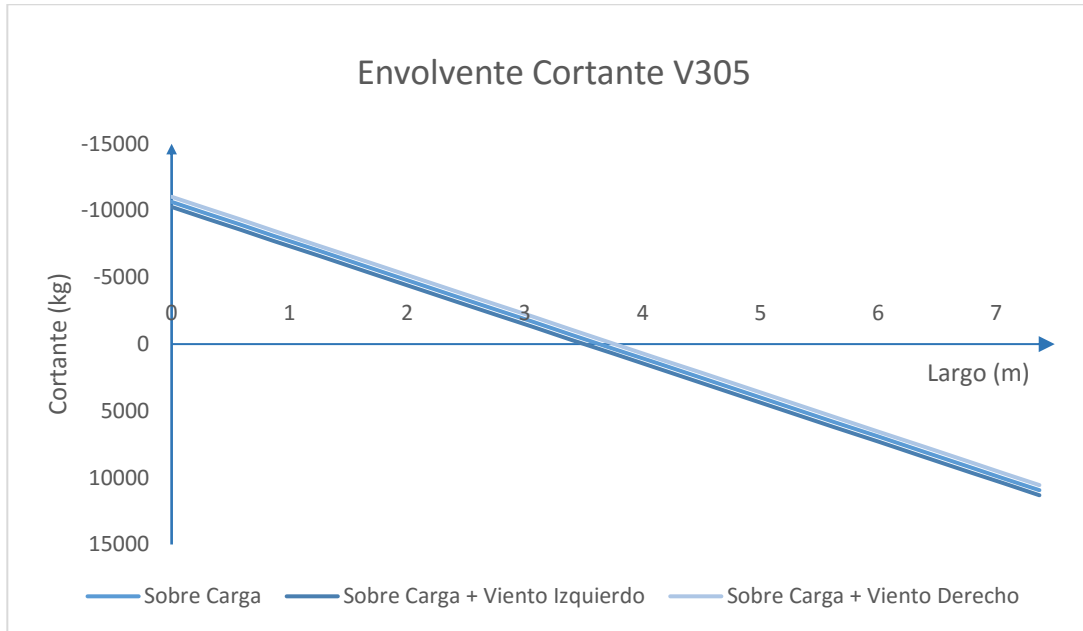
▪ **V303**



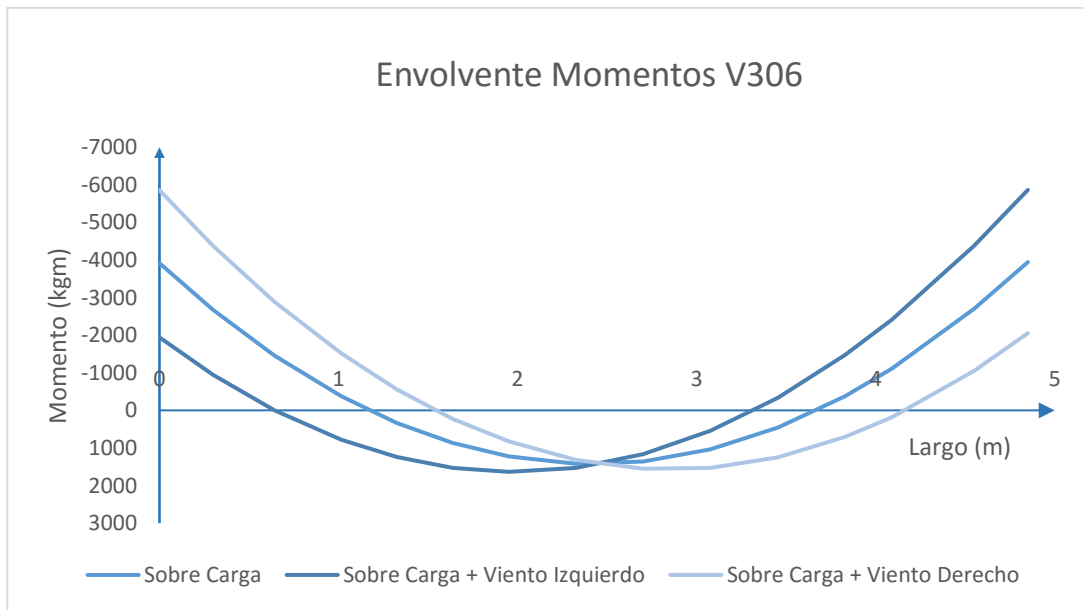
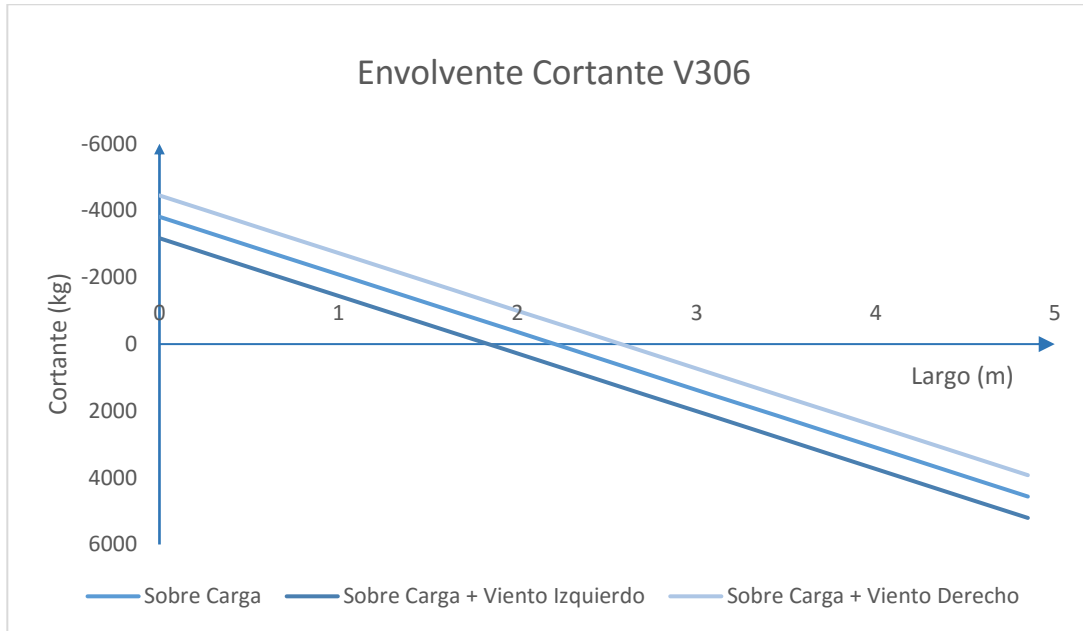
▪ V304



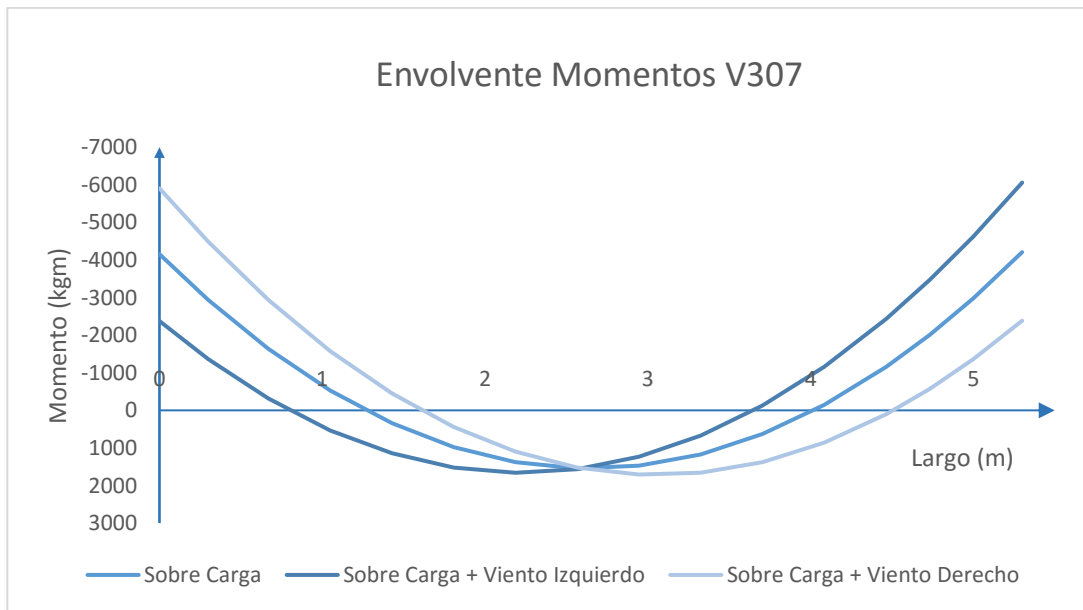
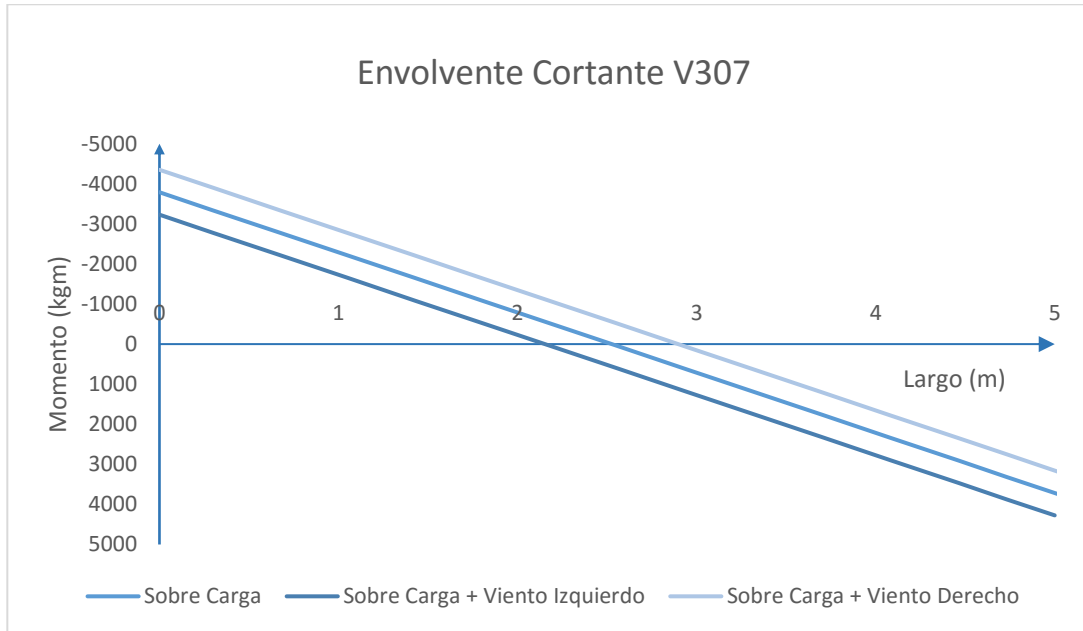
- **V305**



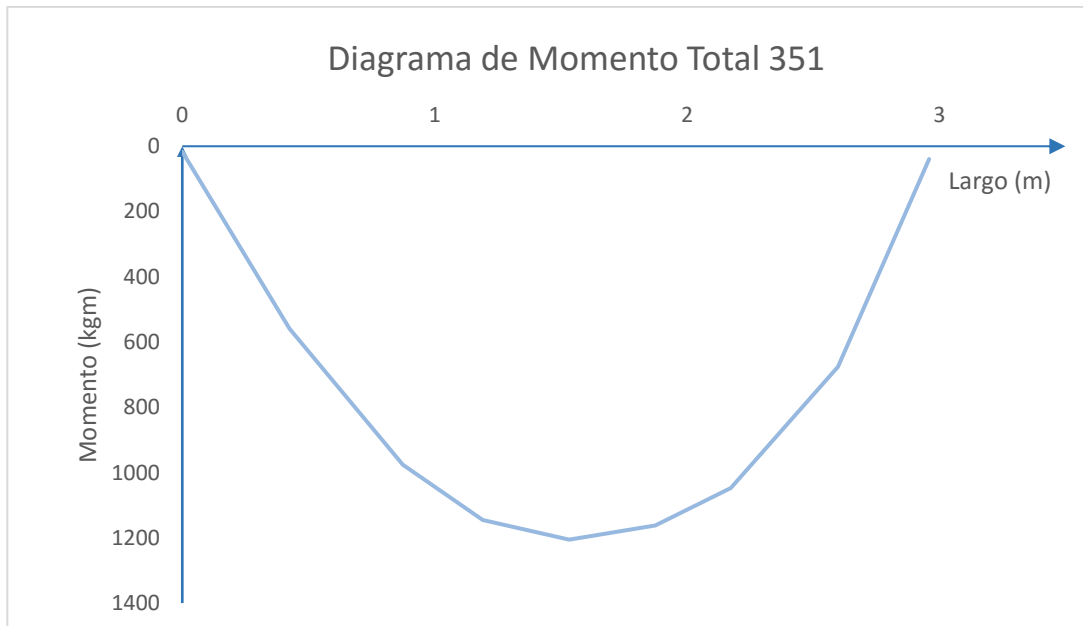
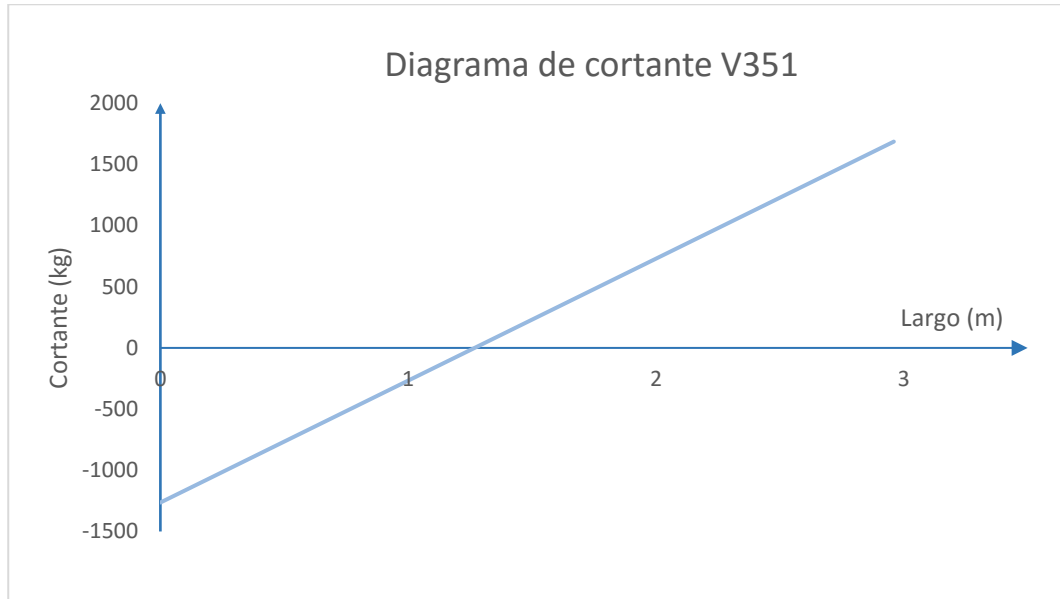
▪ **V306**



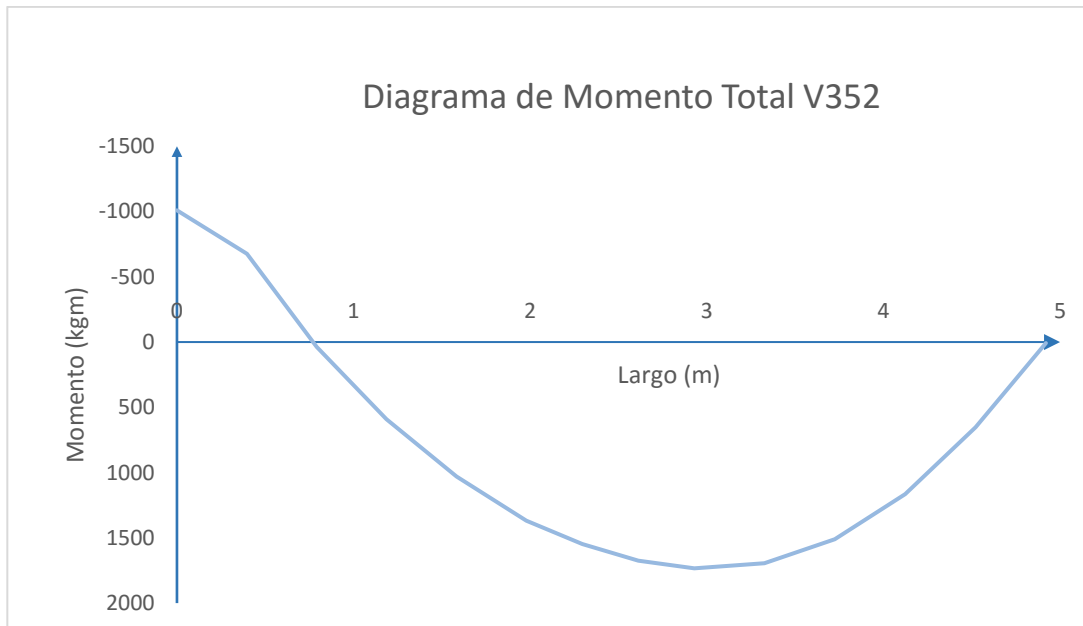
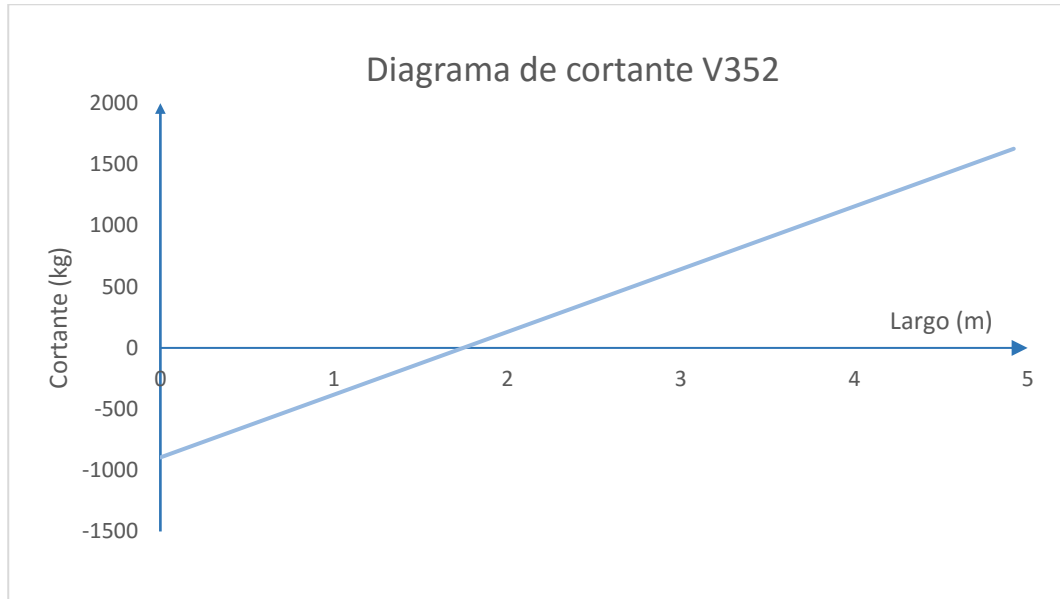
▪ V307



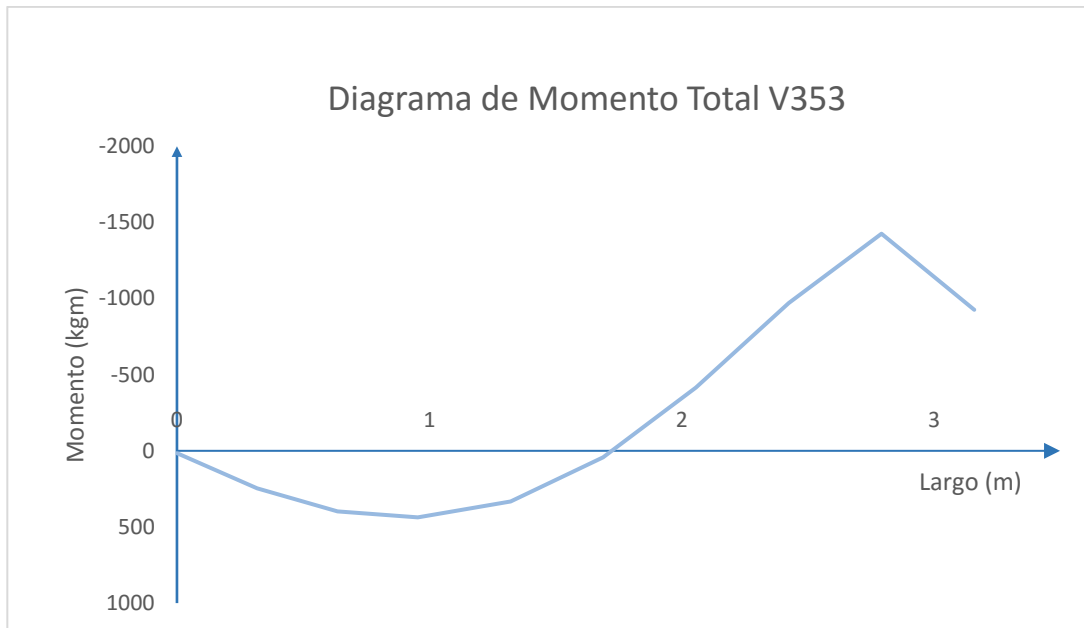
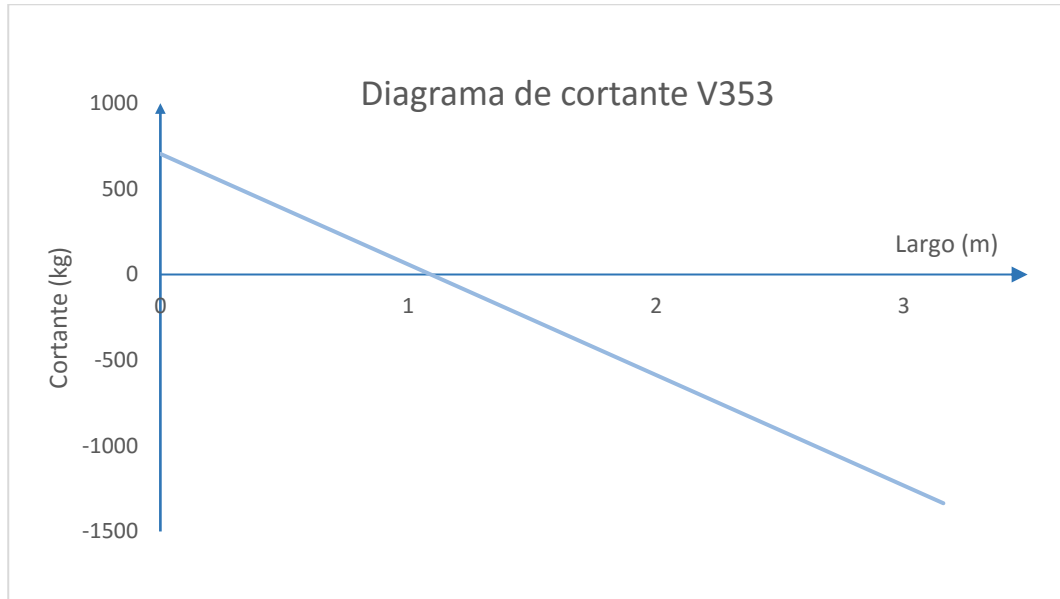
- V351



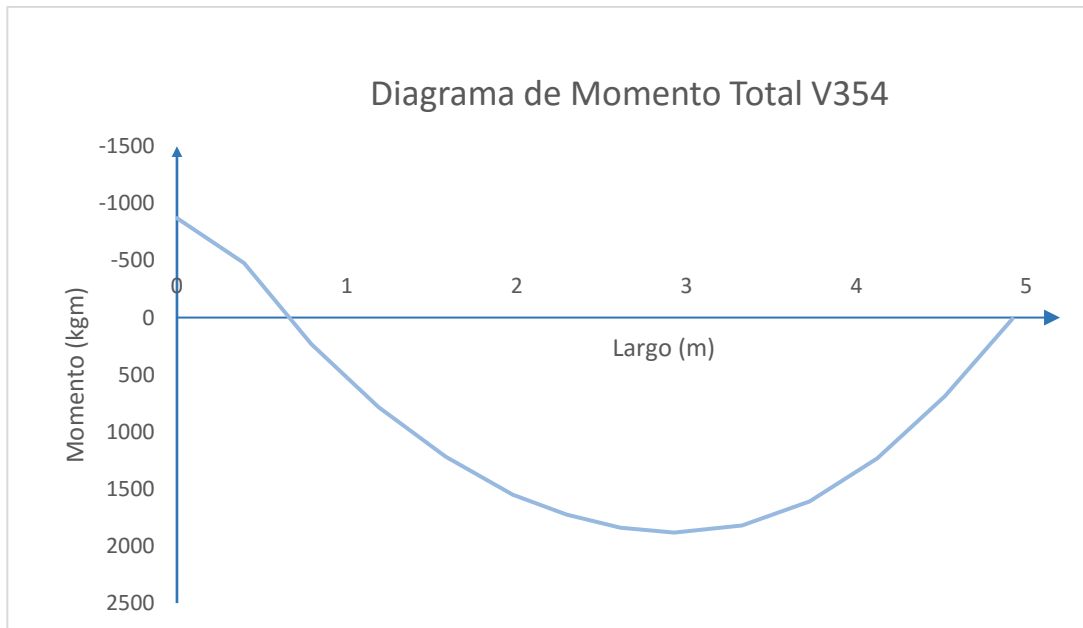
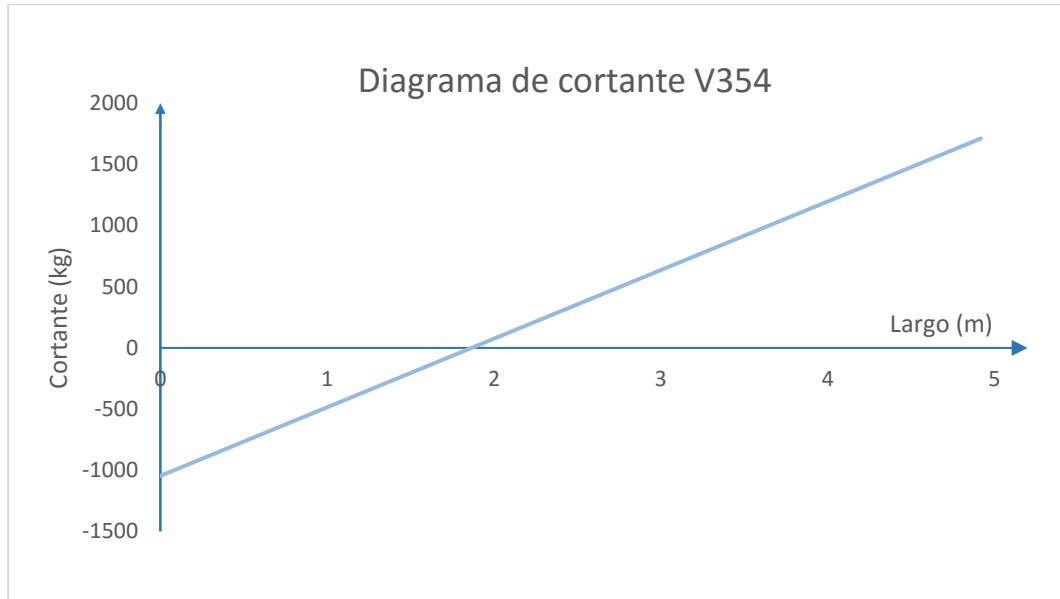
- V352



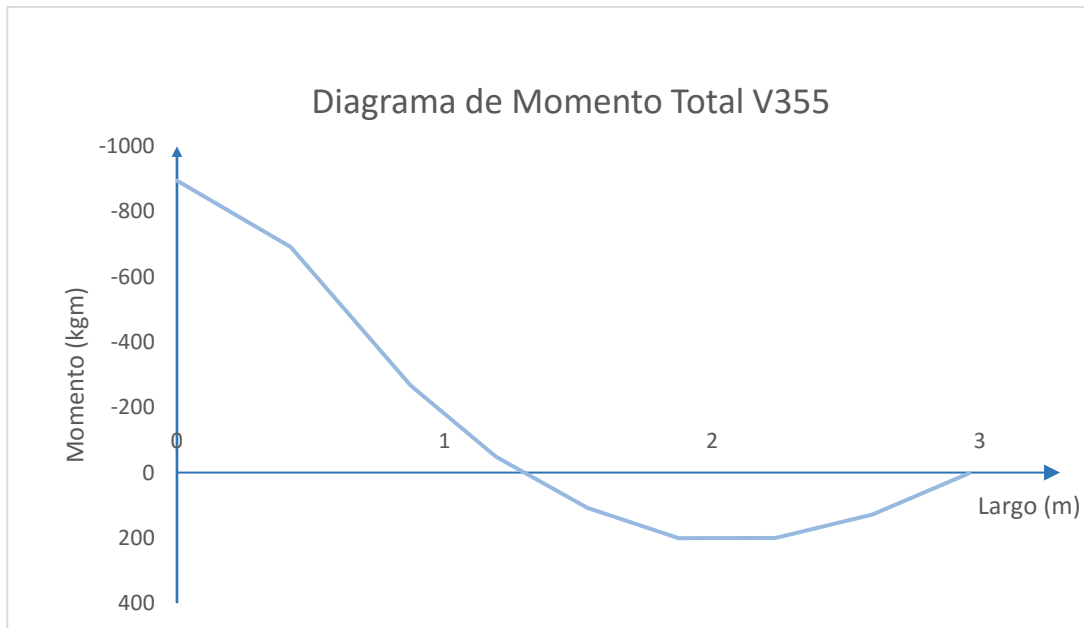
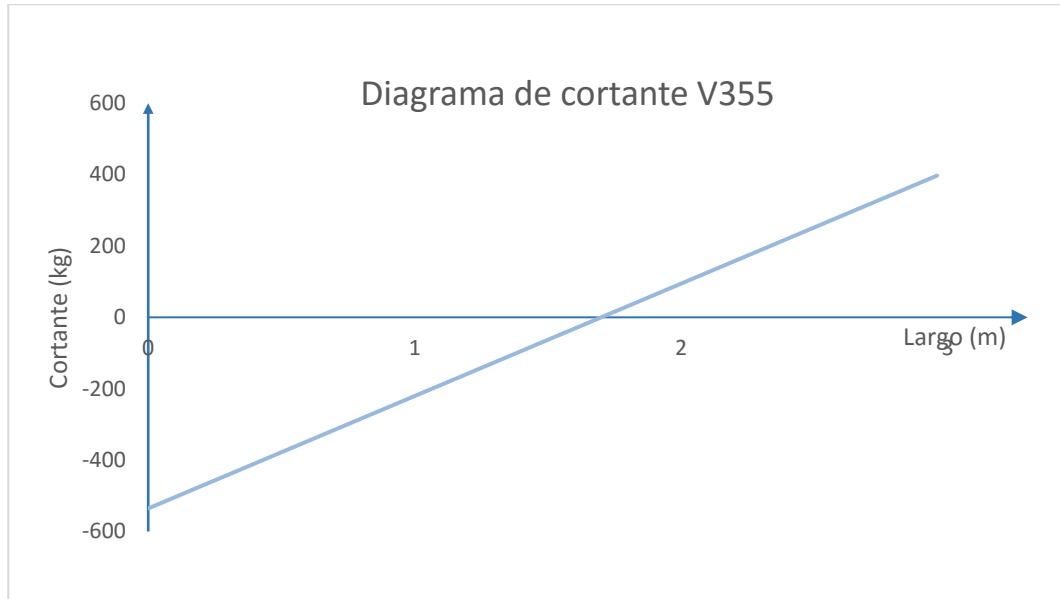
- **V353**



- V354

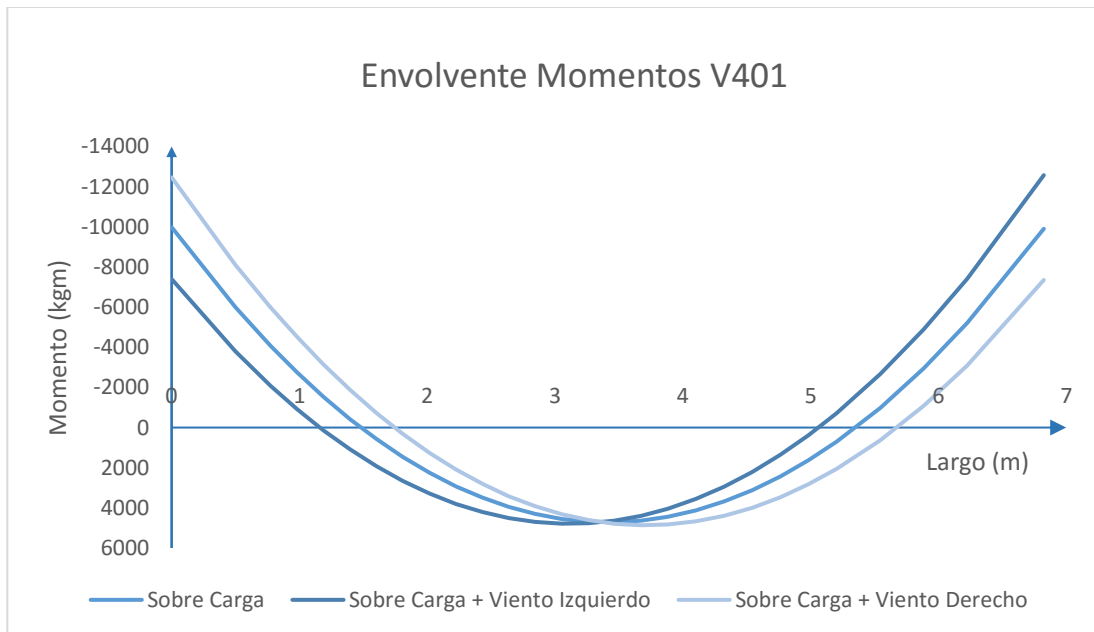
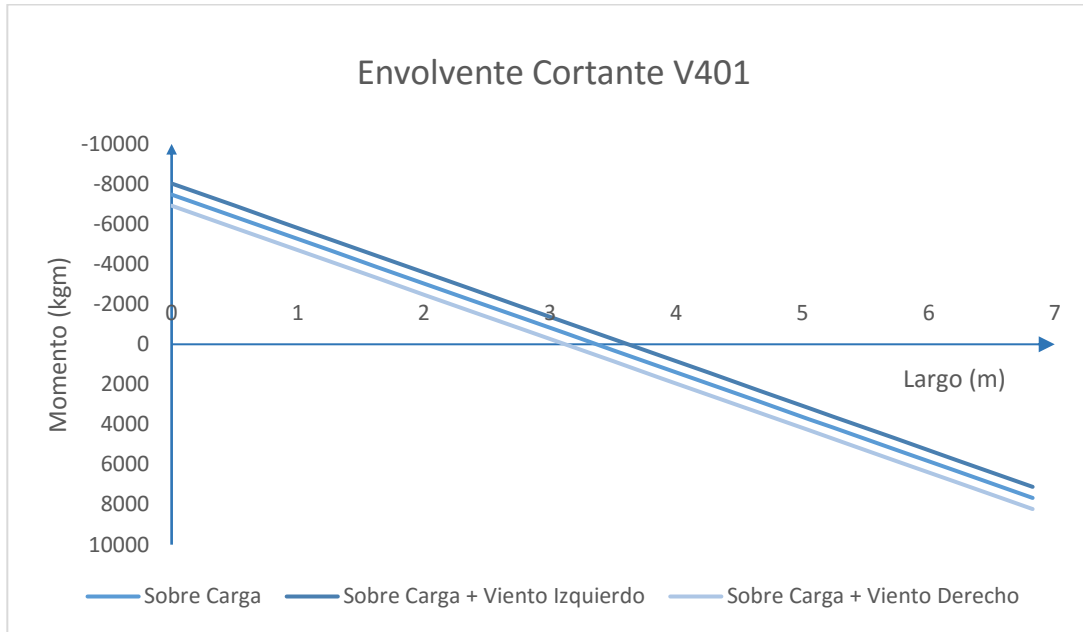


- V355

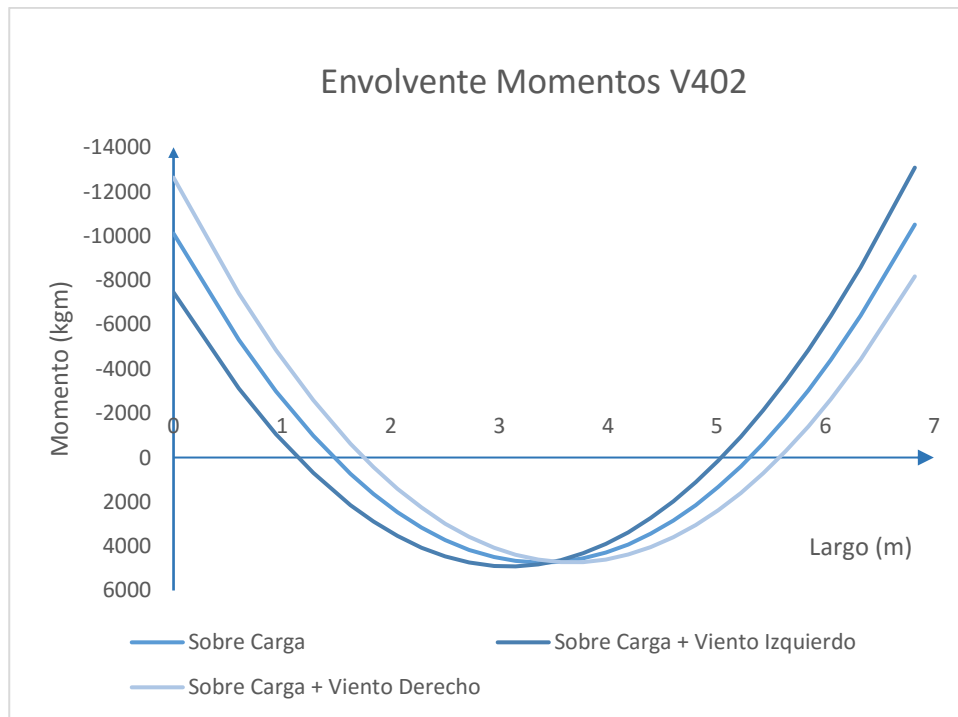
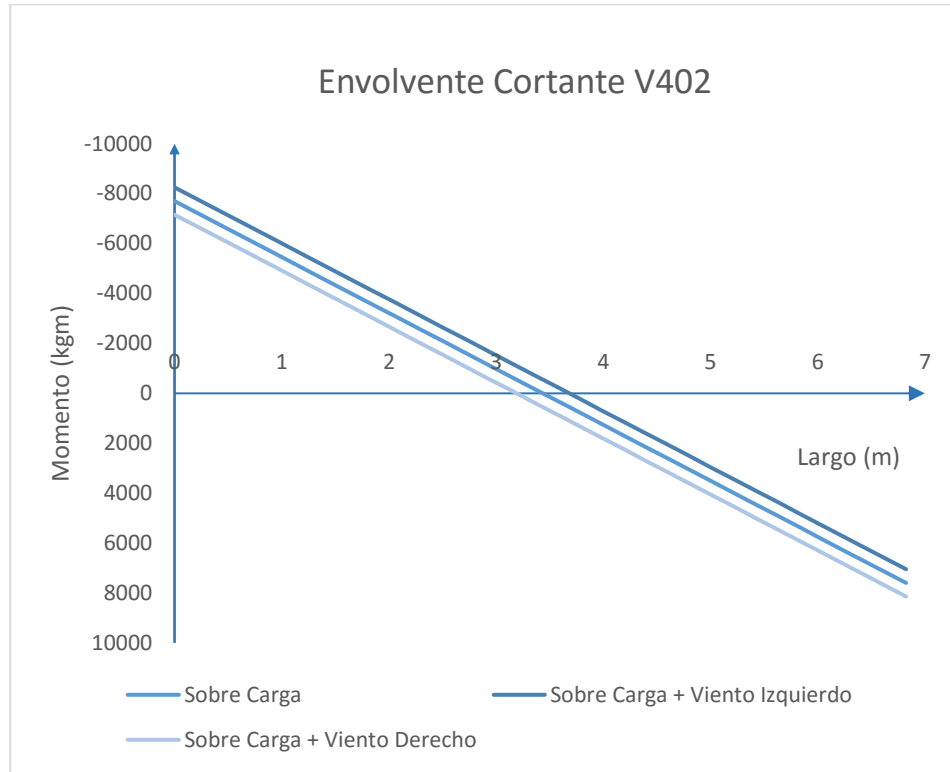


Índice 400

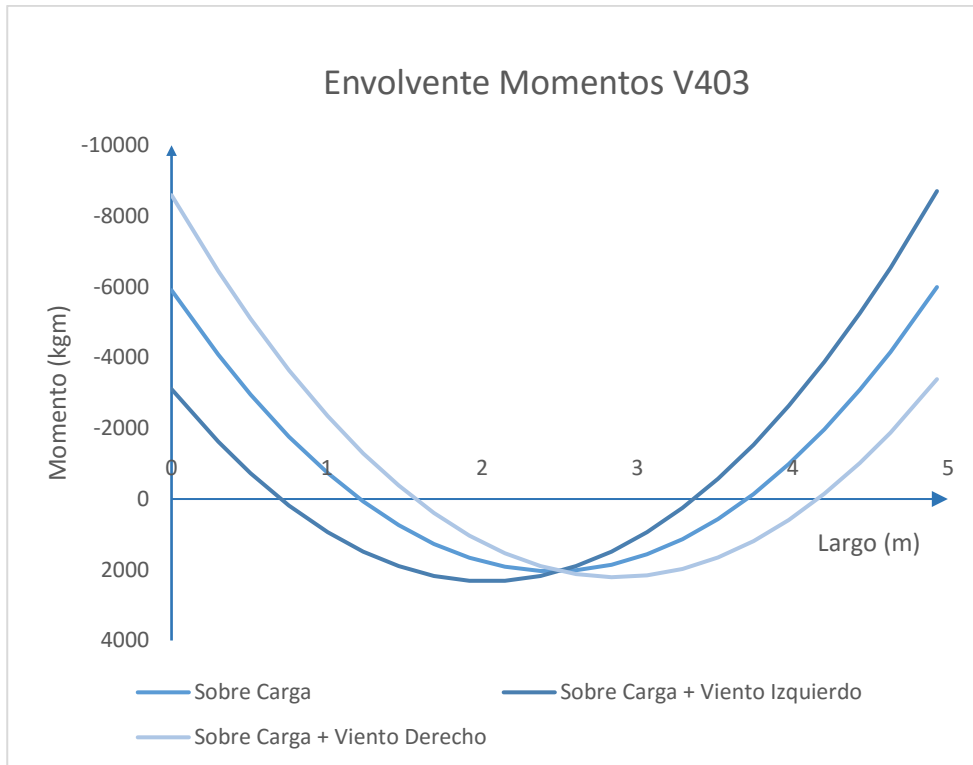
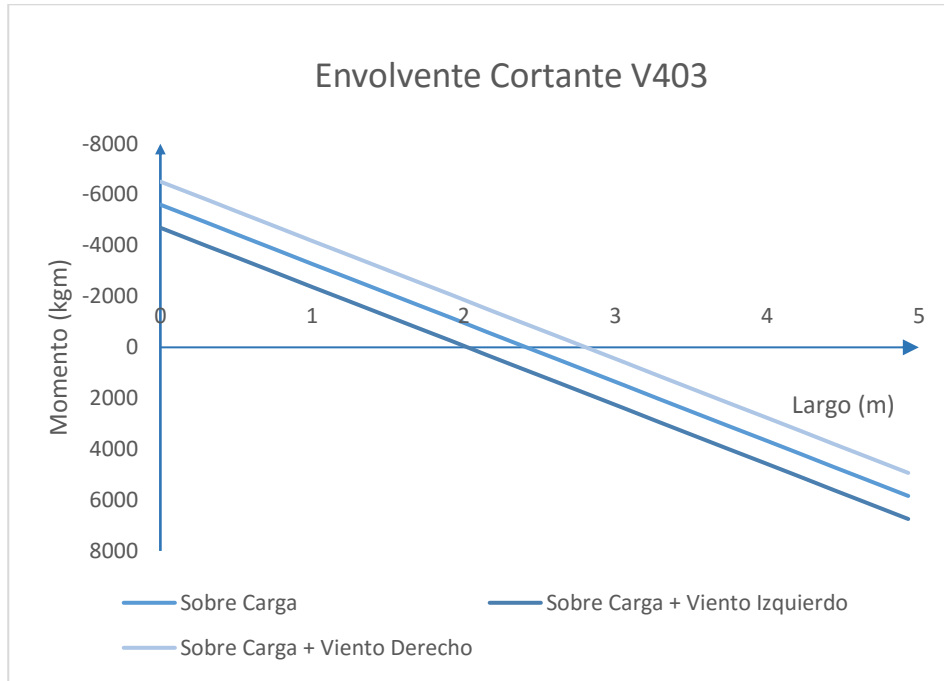
- V401



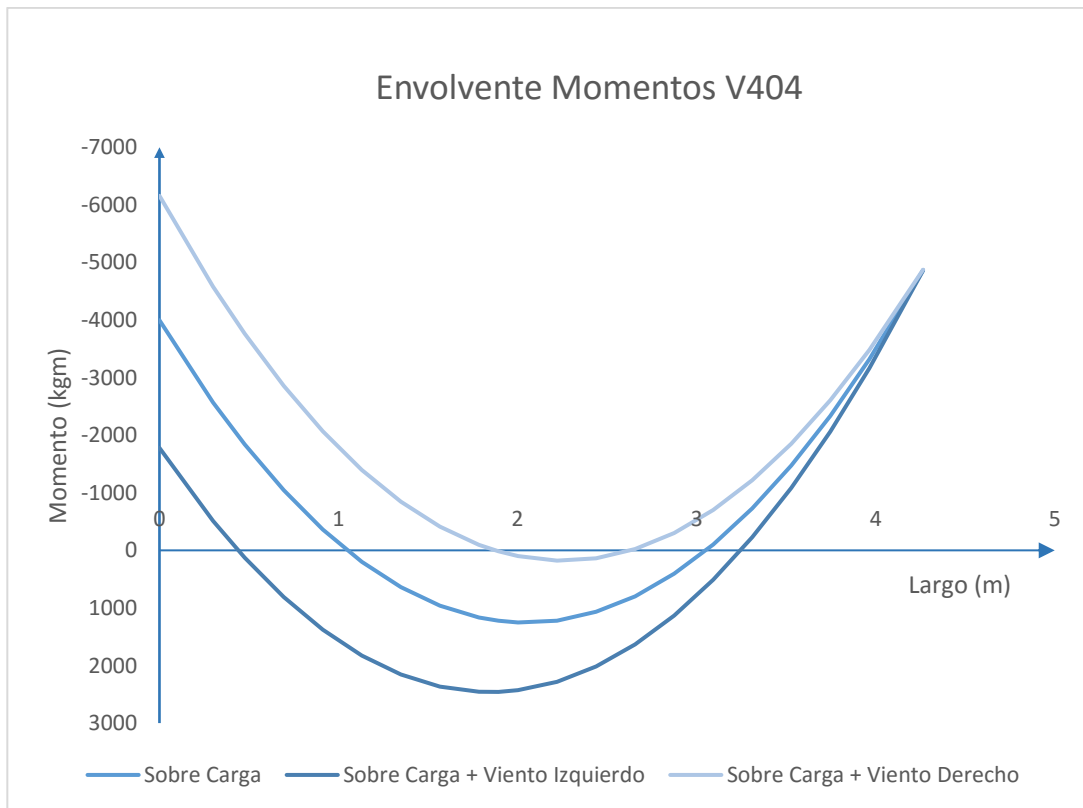
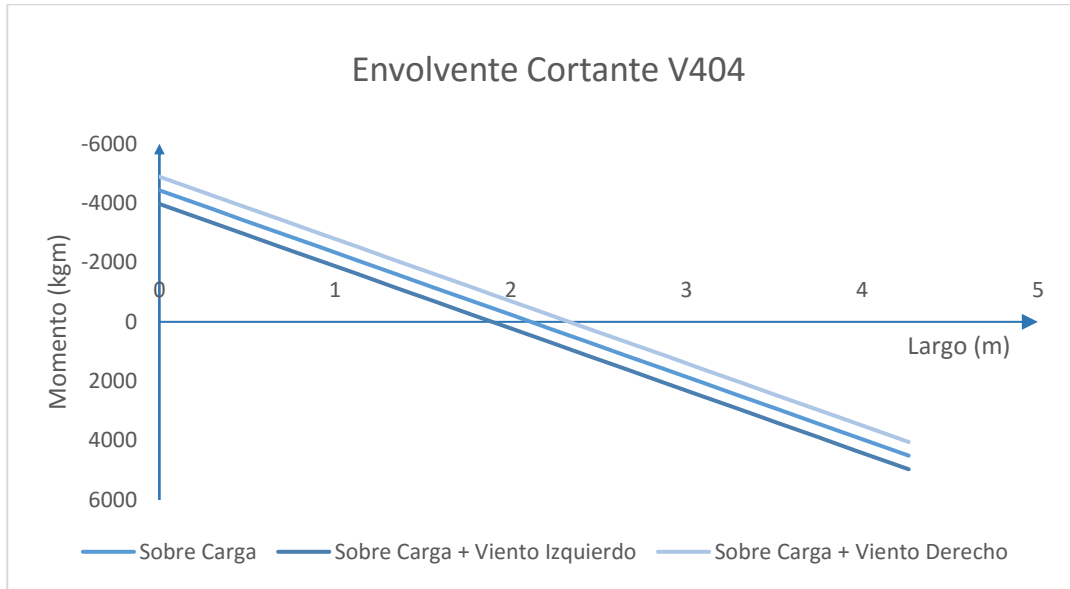
- V402



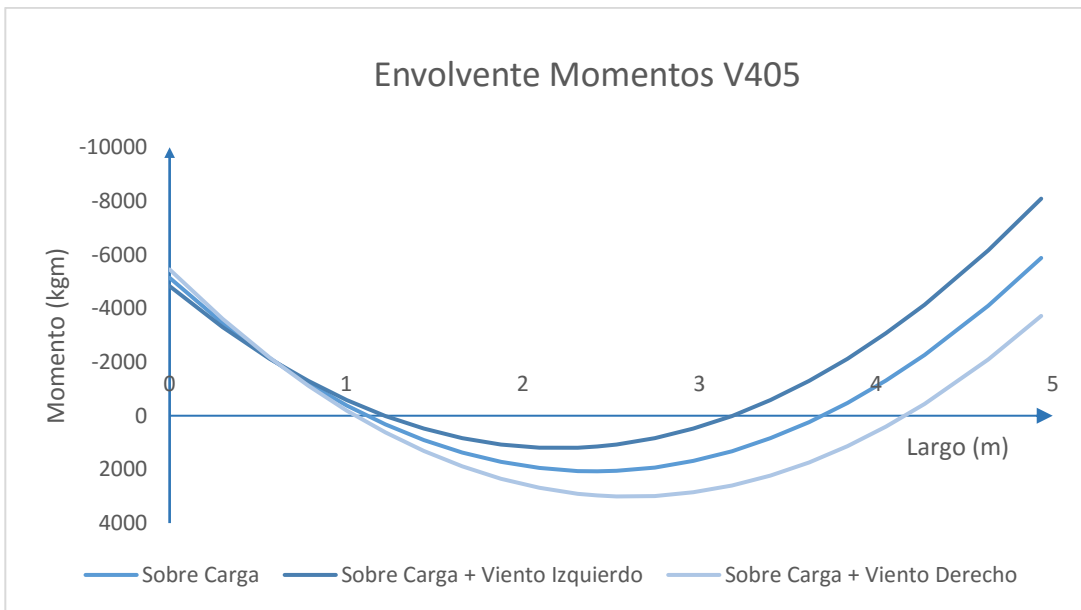
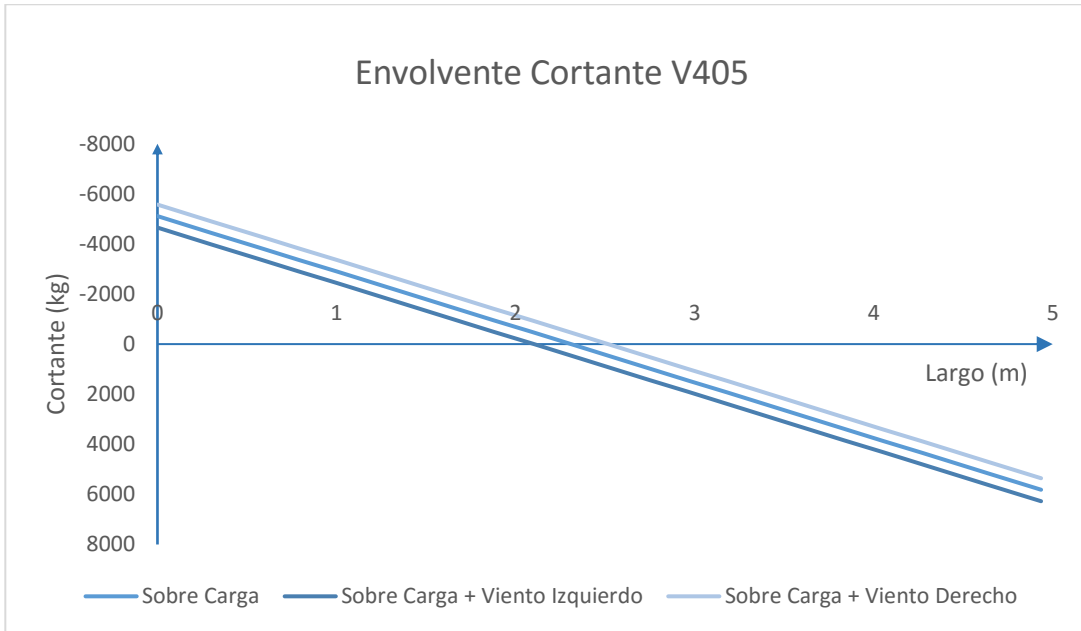
▪ V403



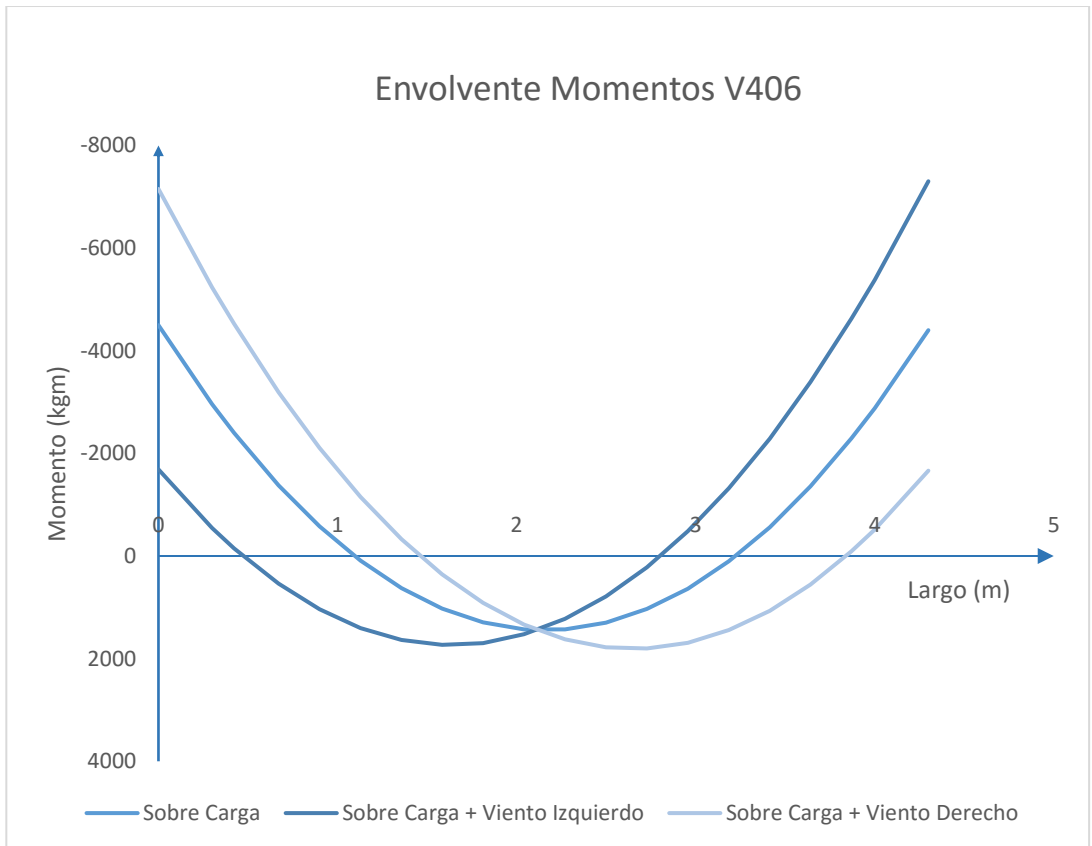
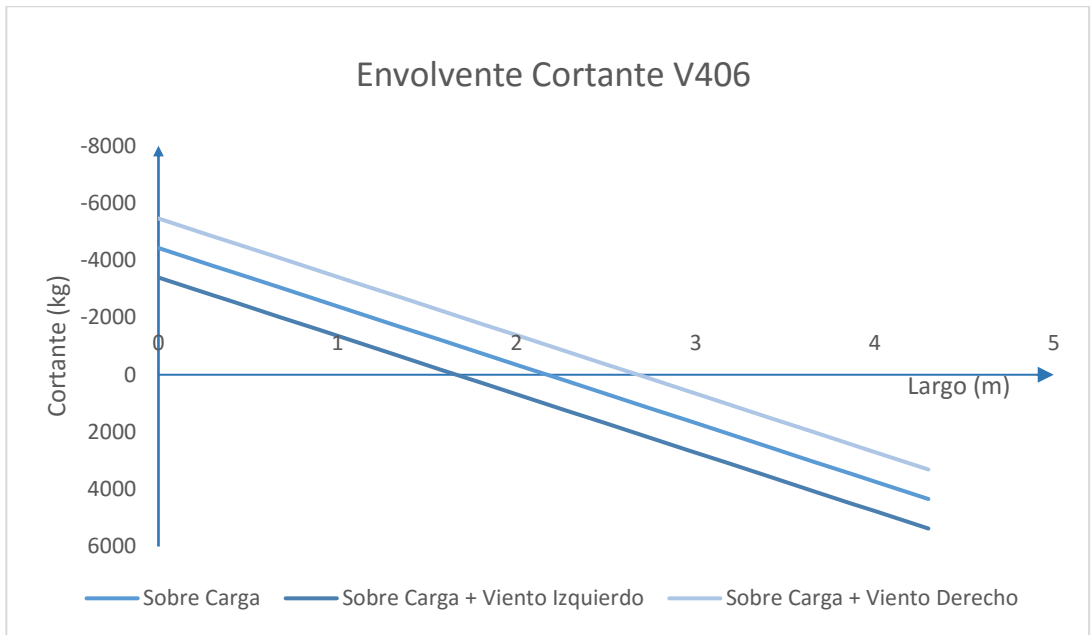
▪ **V404**



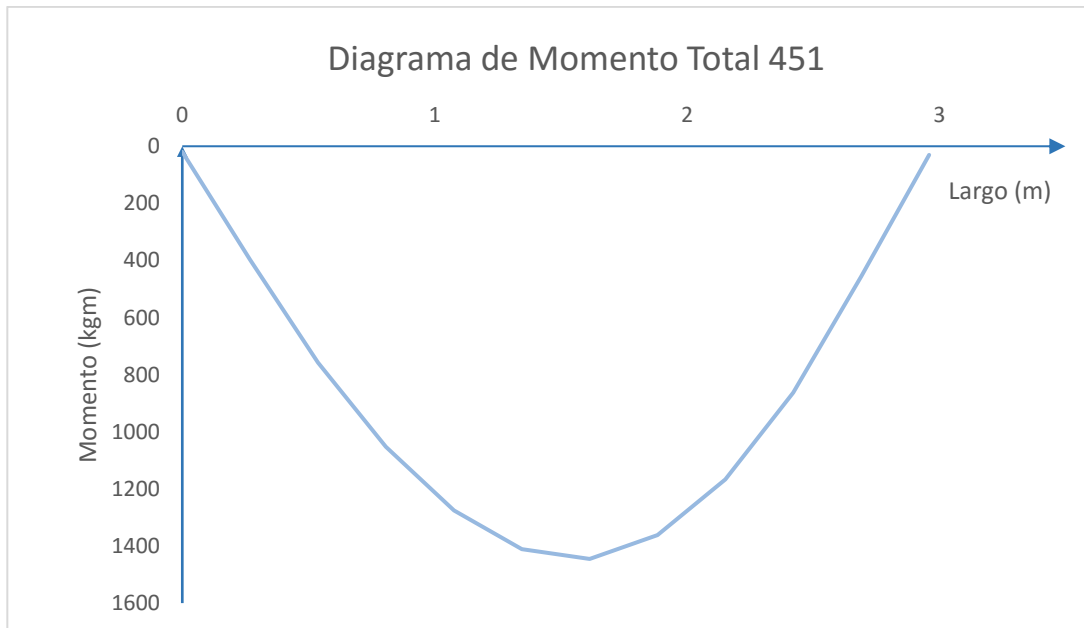
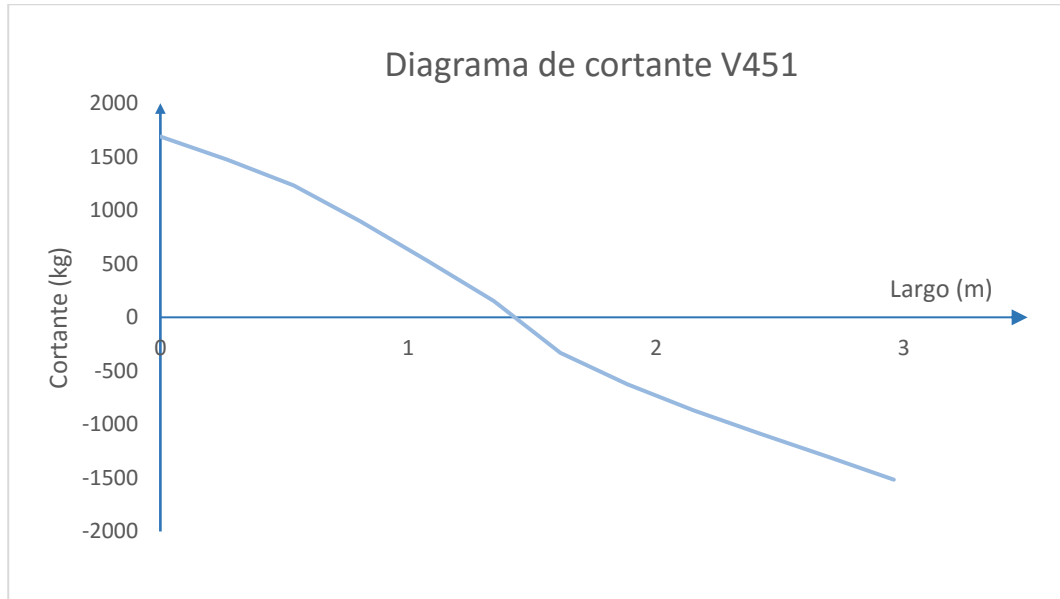
- **V405**



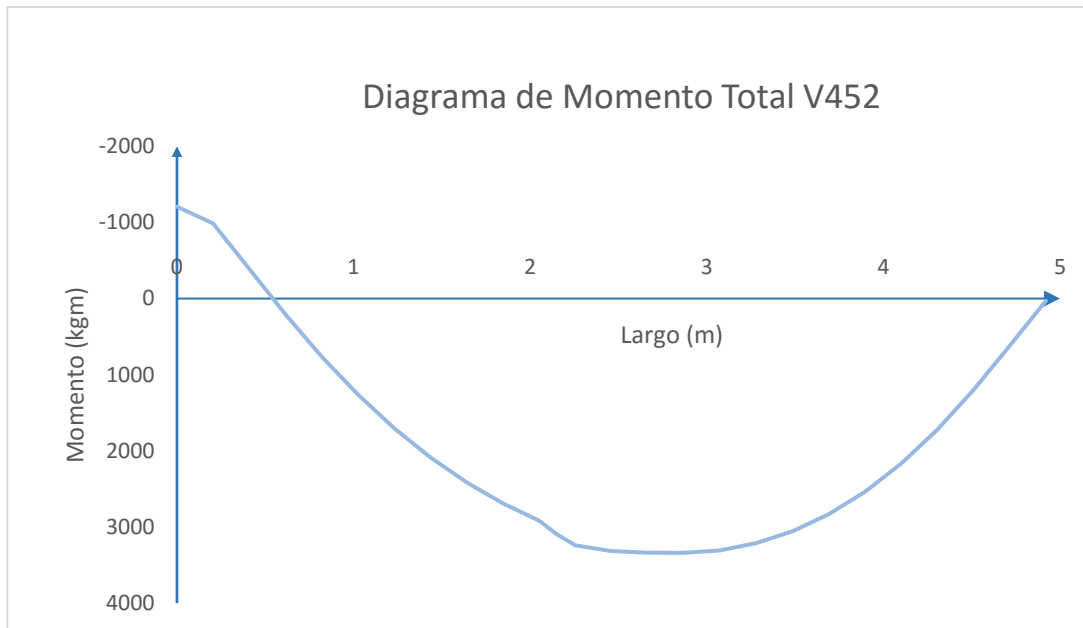
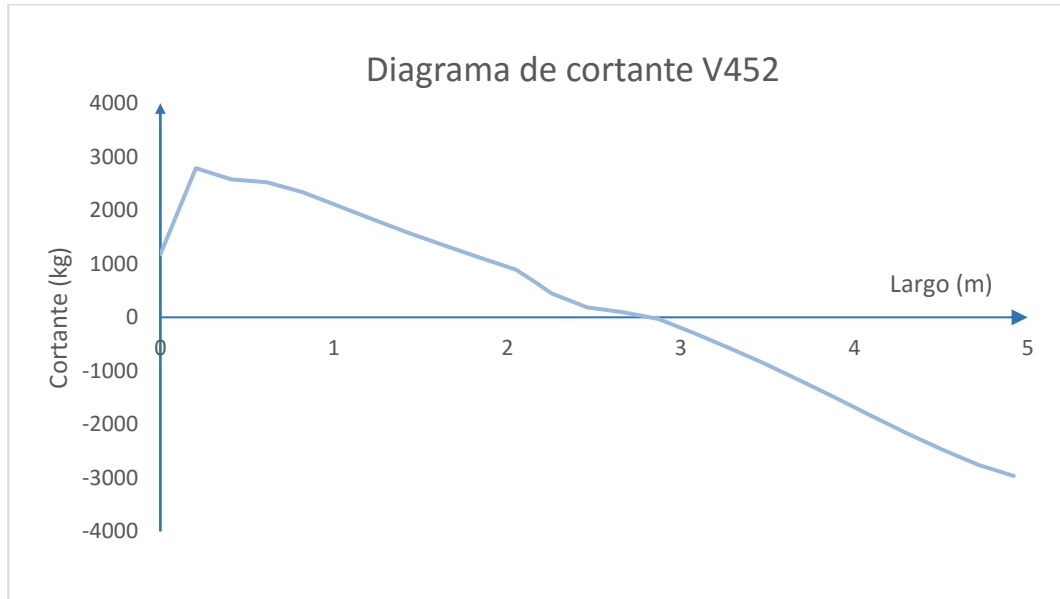
▪ **V406**



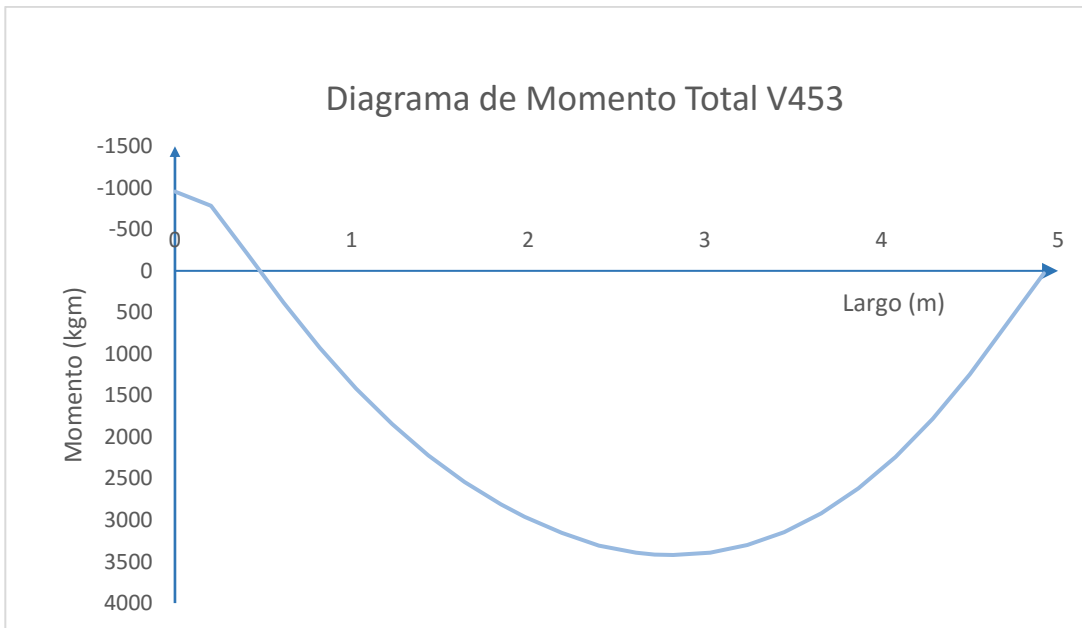
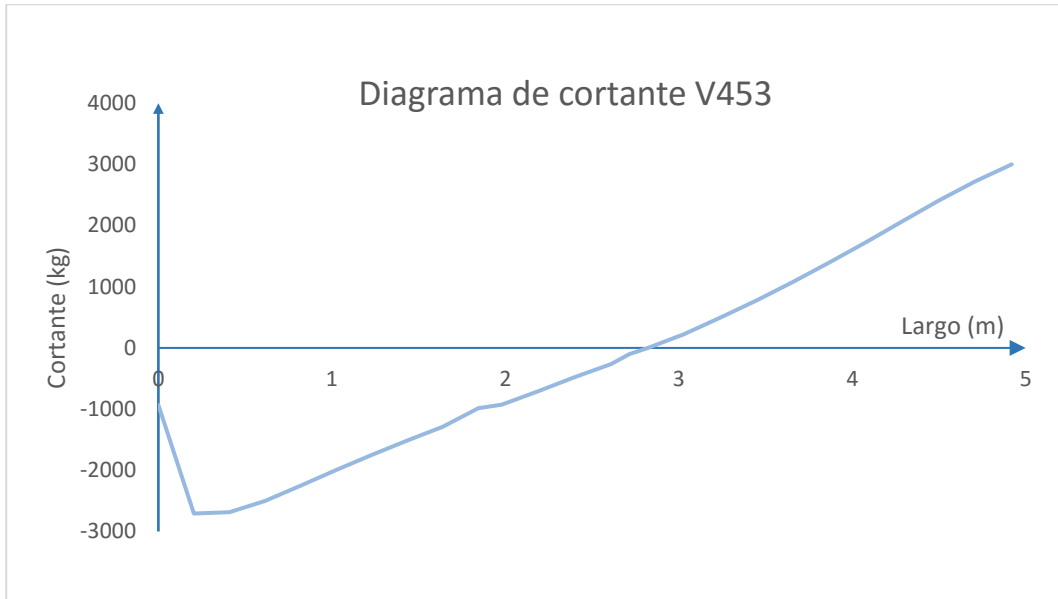
- V451



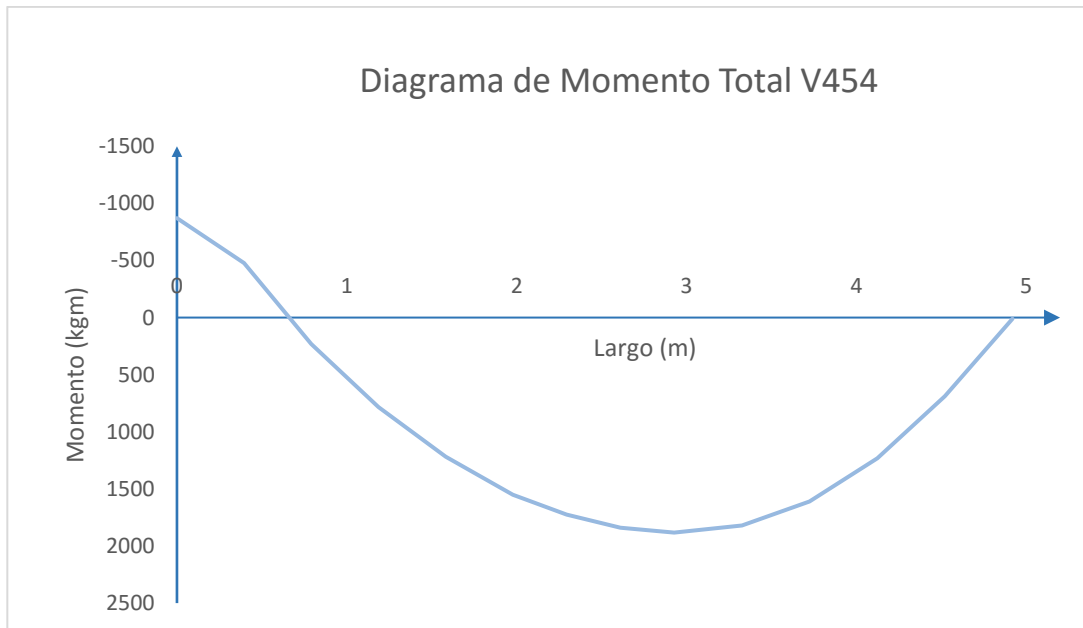
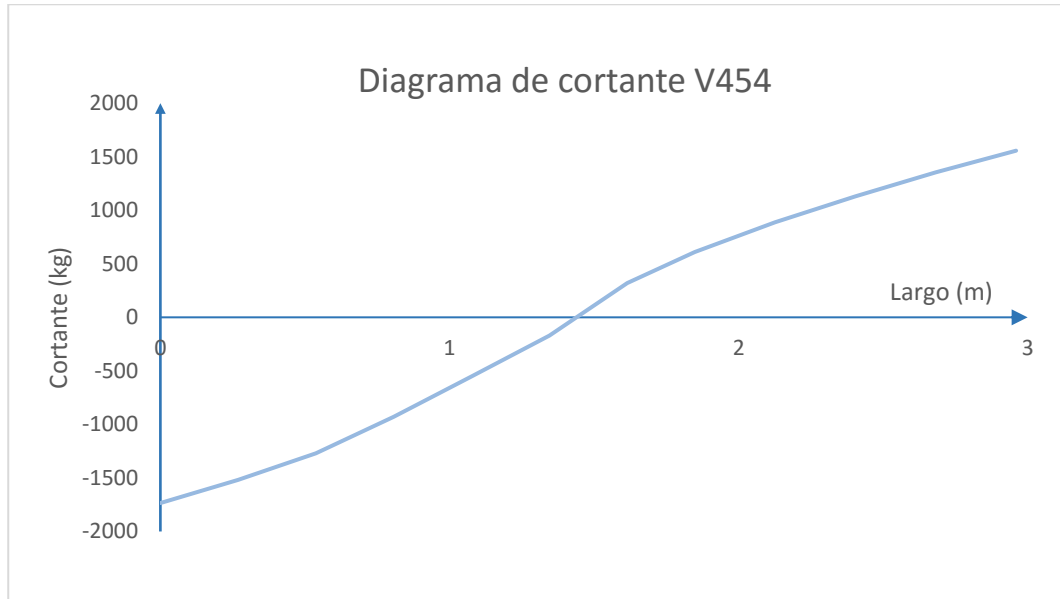
- V452



- V453

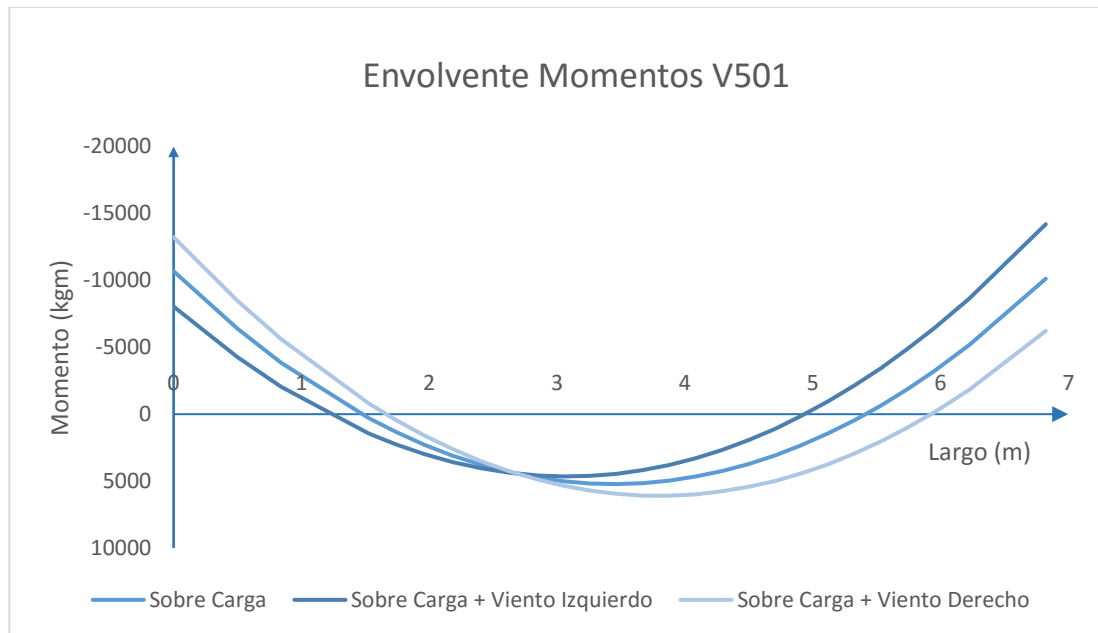
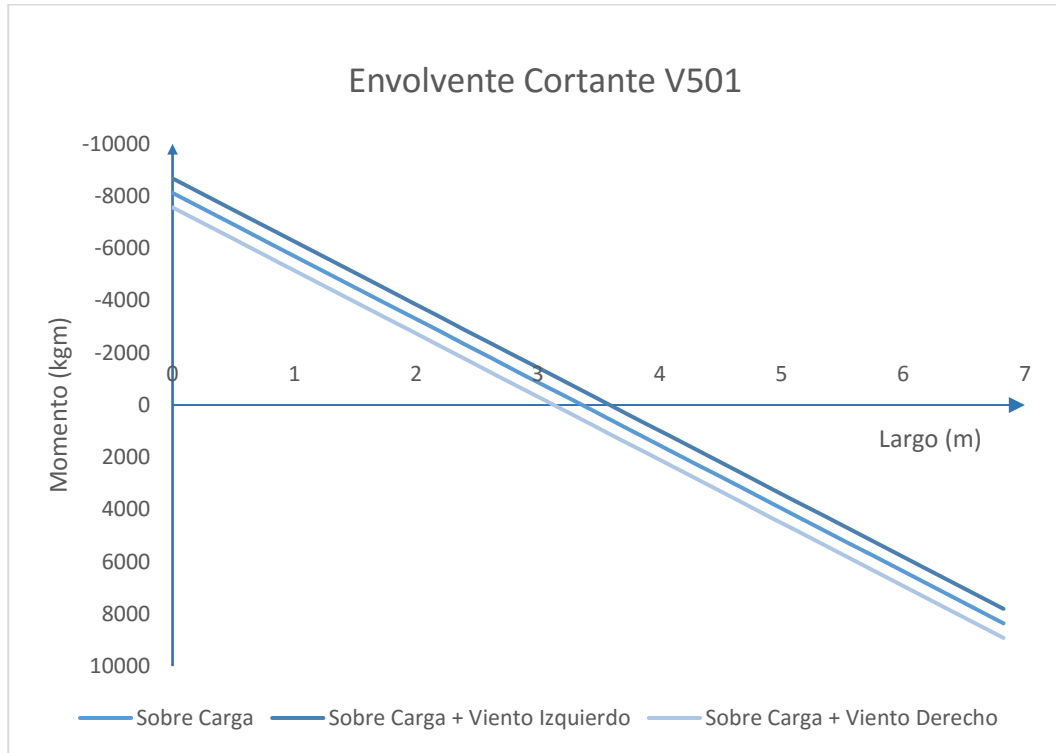


- V454

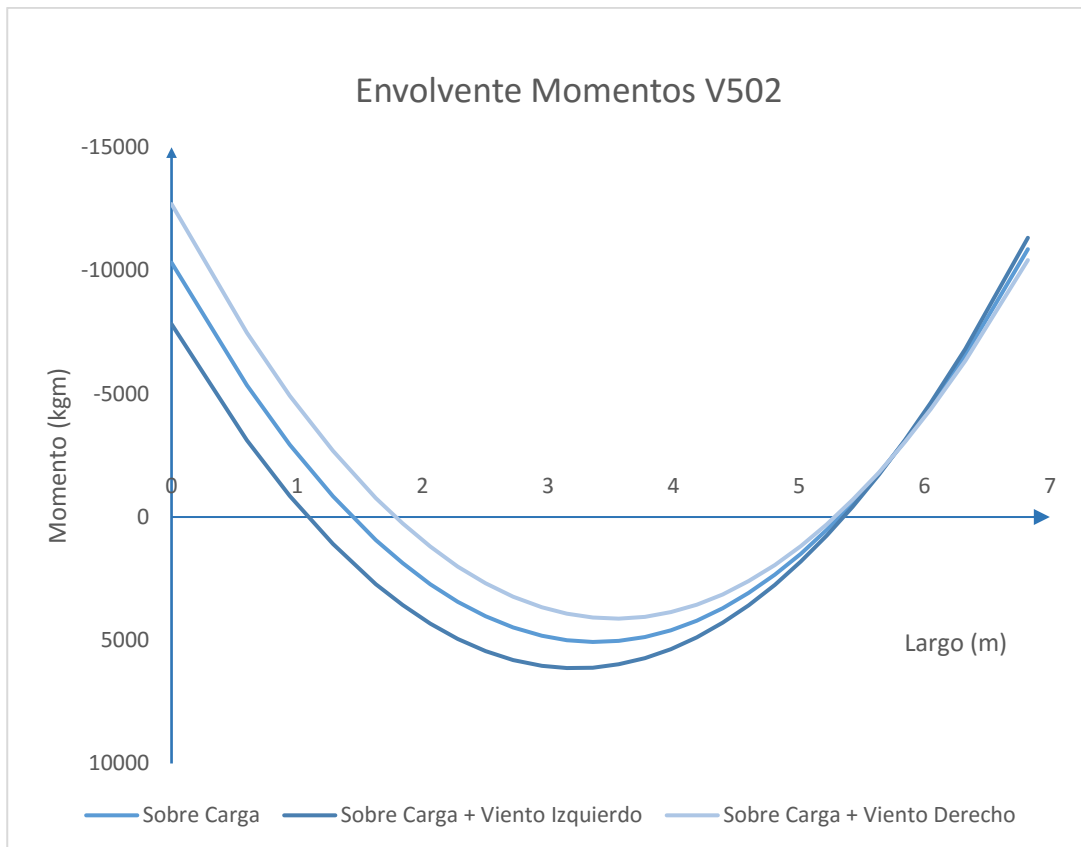
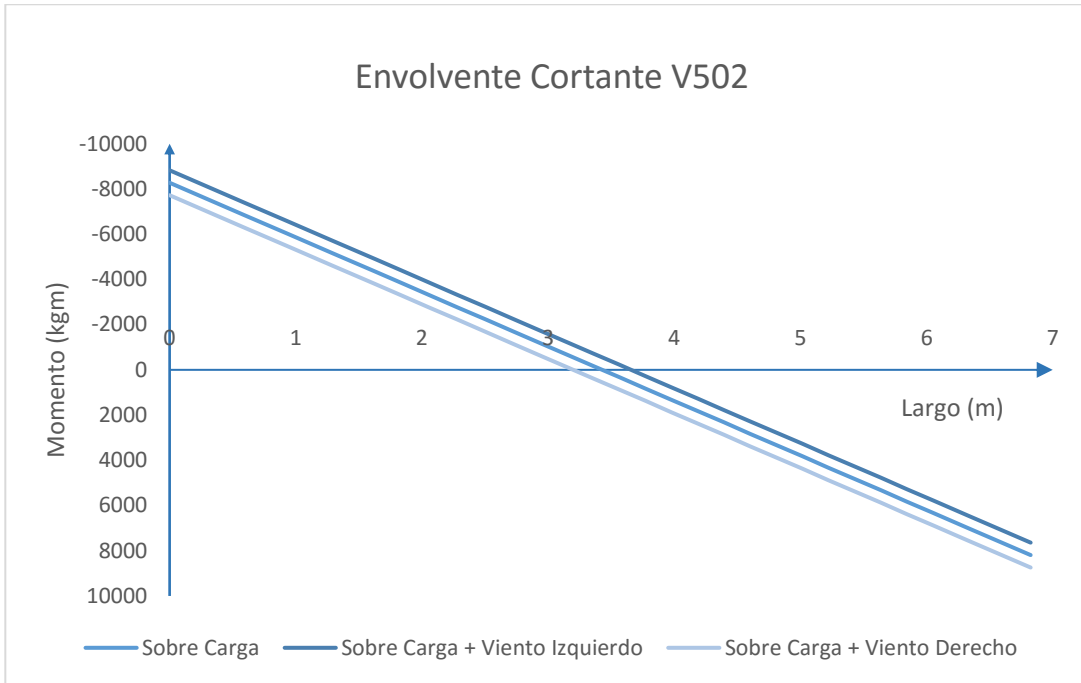


Índice 500

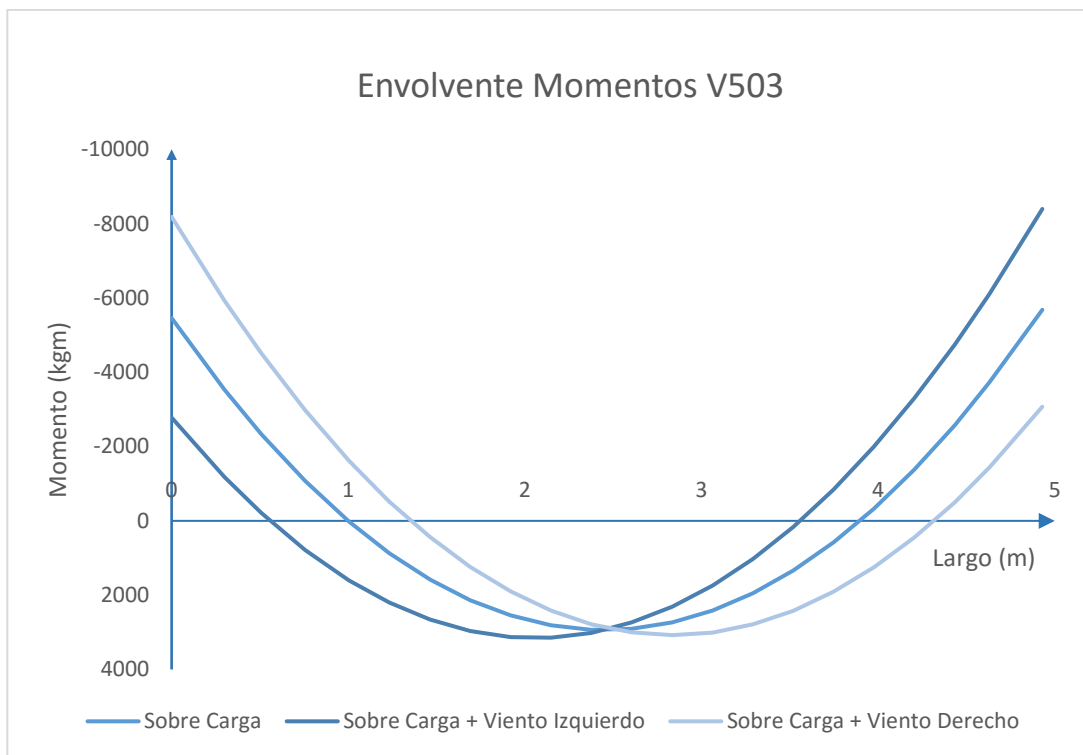
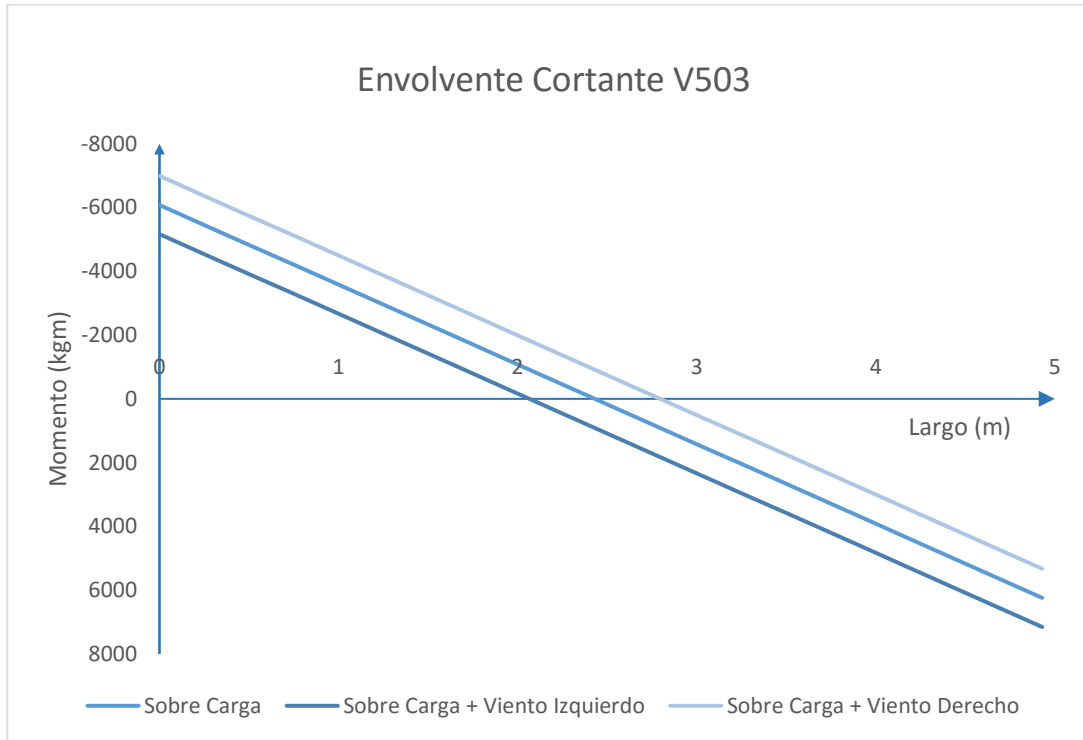
- V501



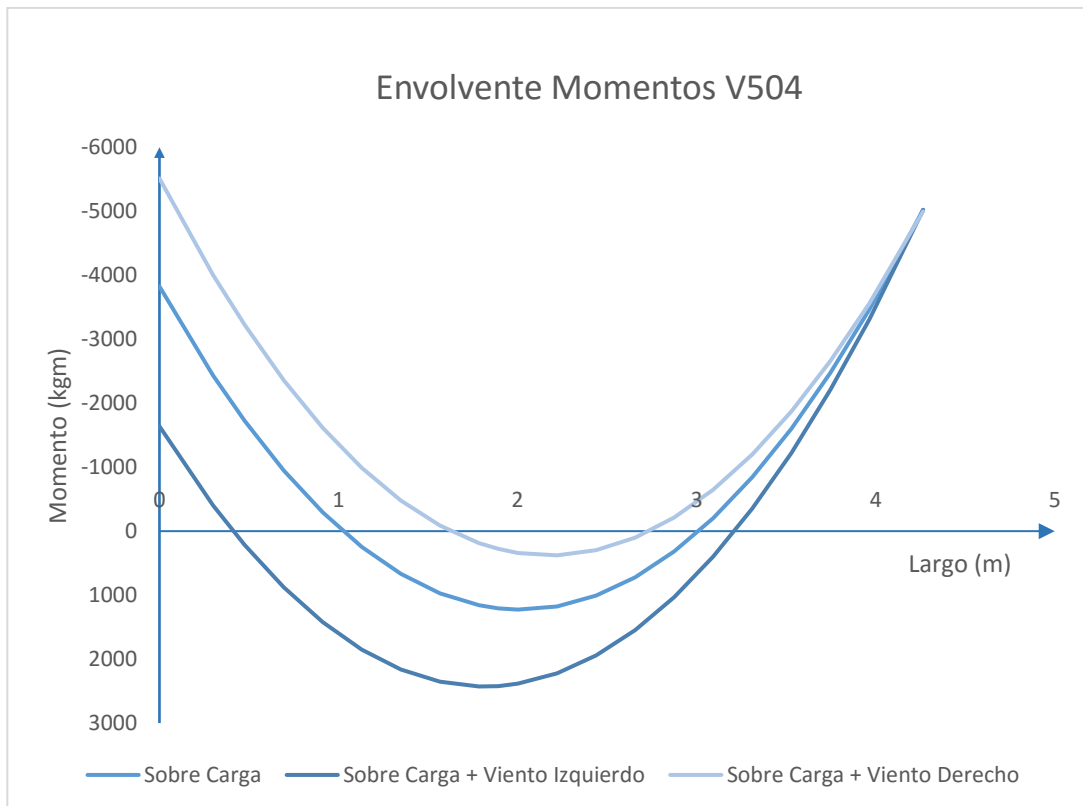
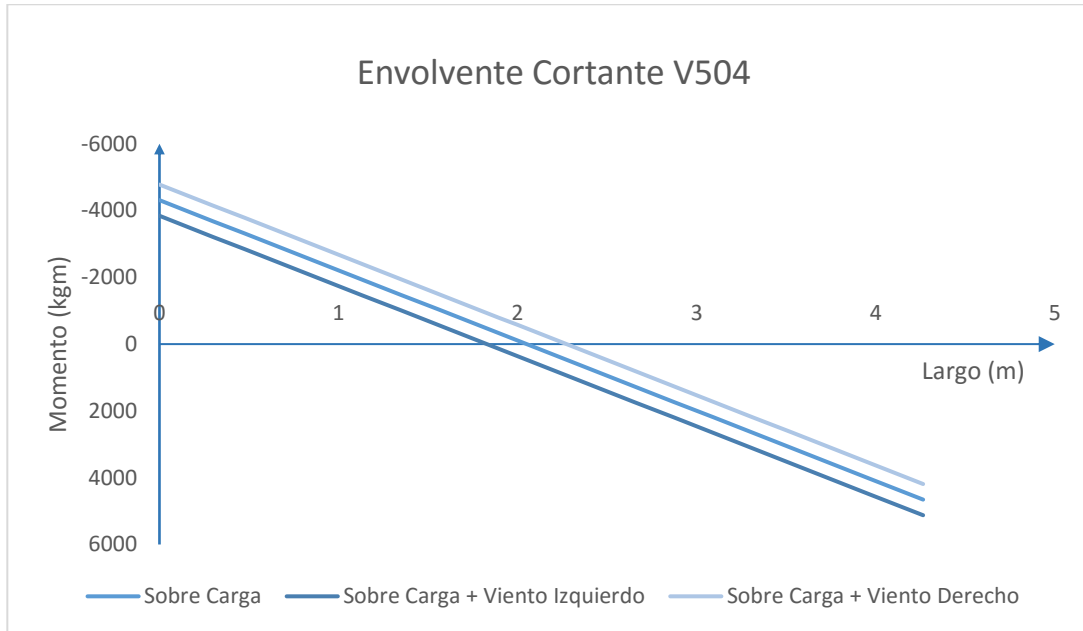
- V502



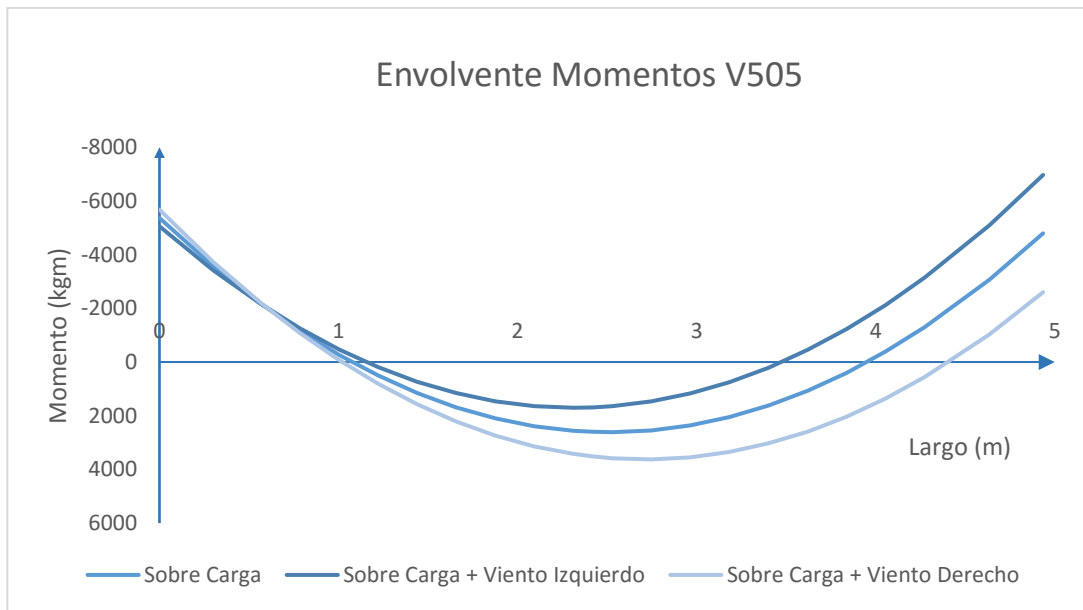
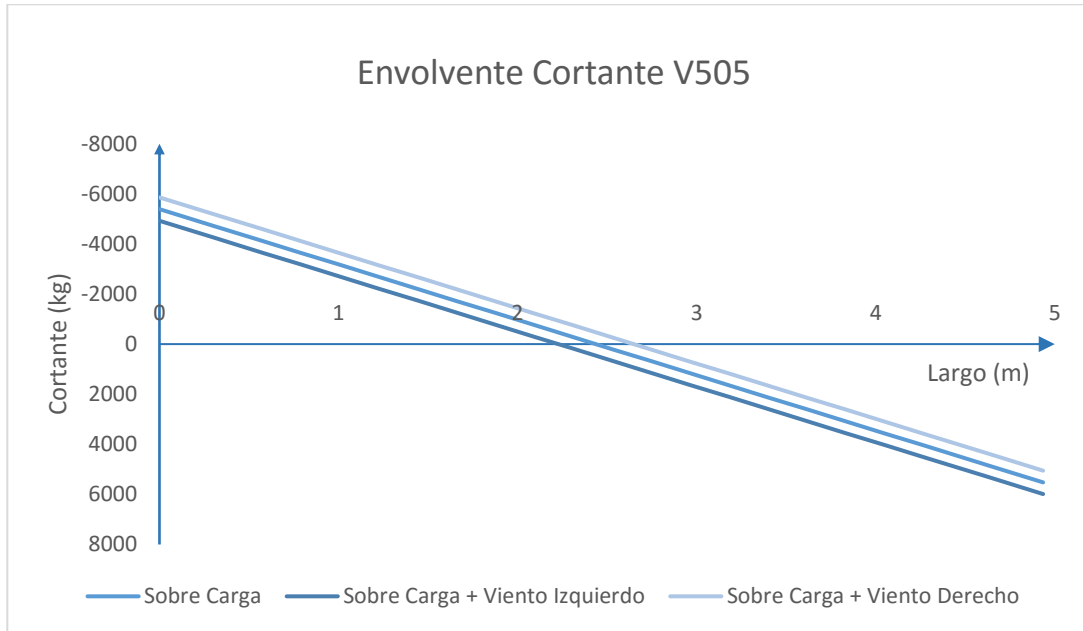
▪ **V503**



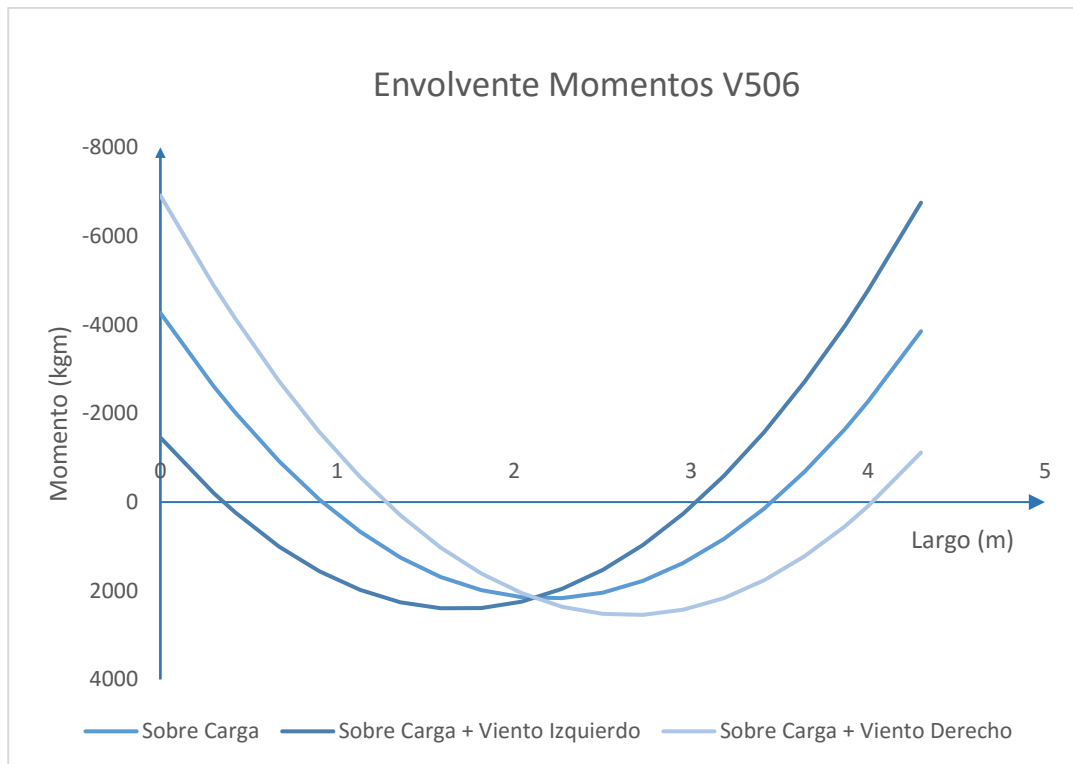
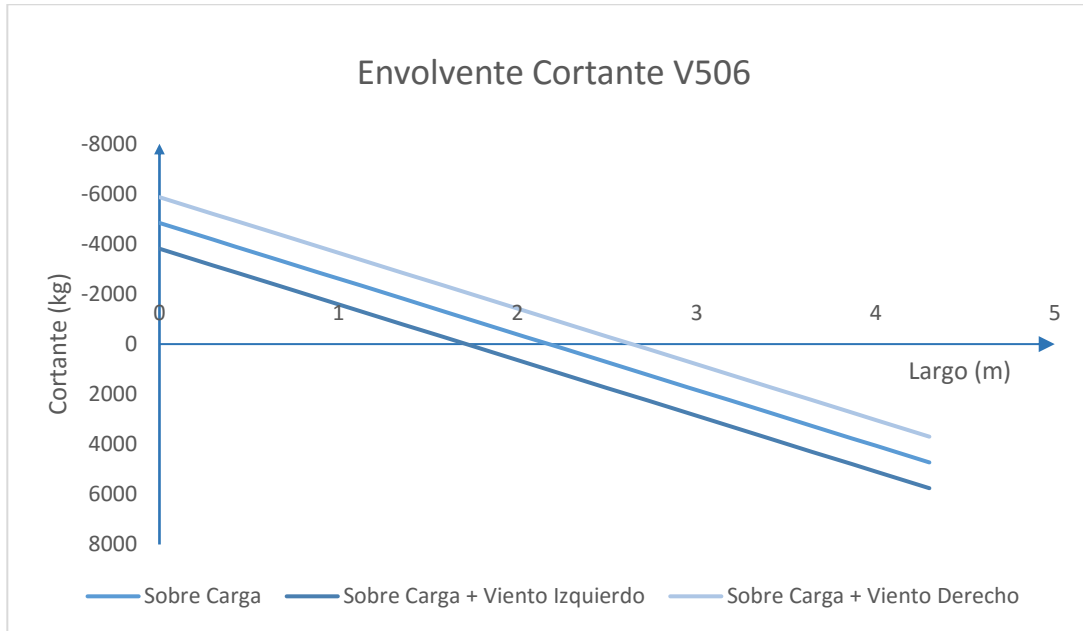
- V504



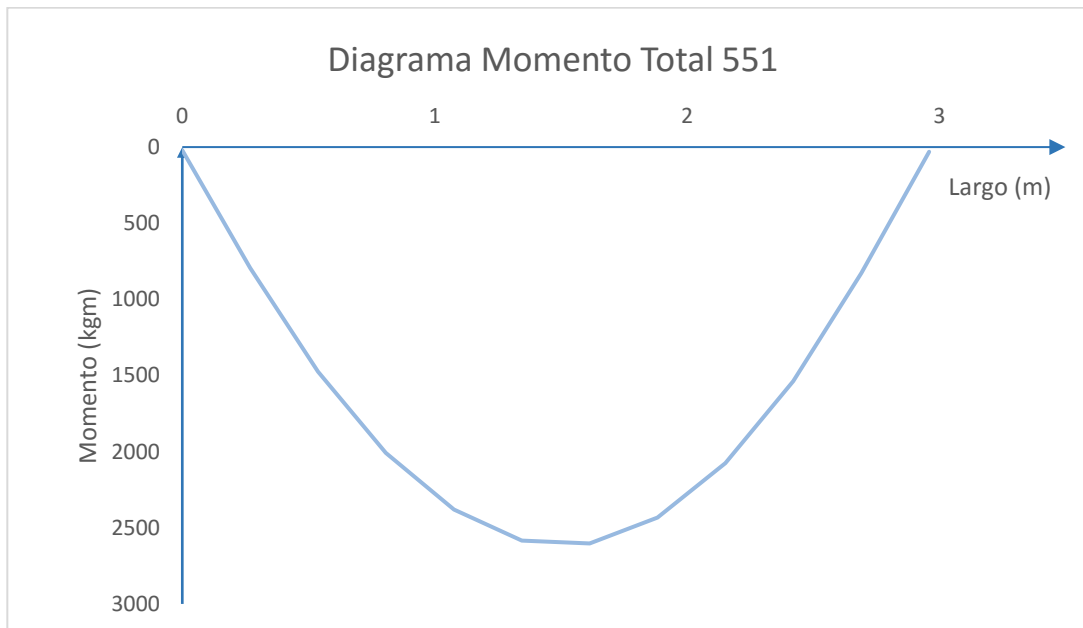
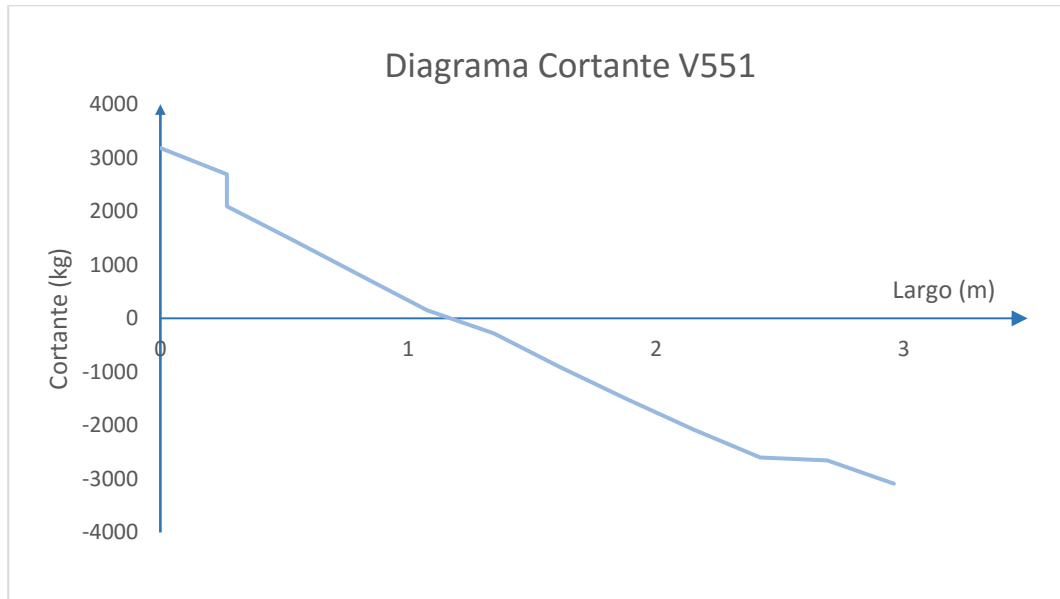
- V505



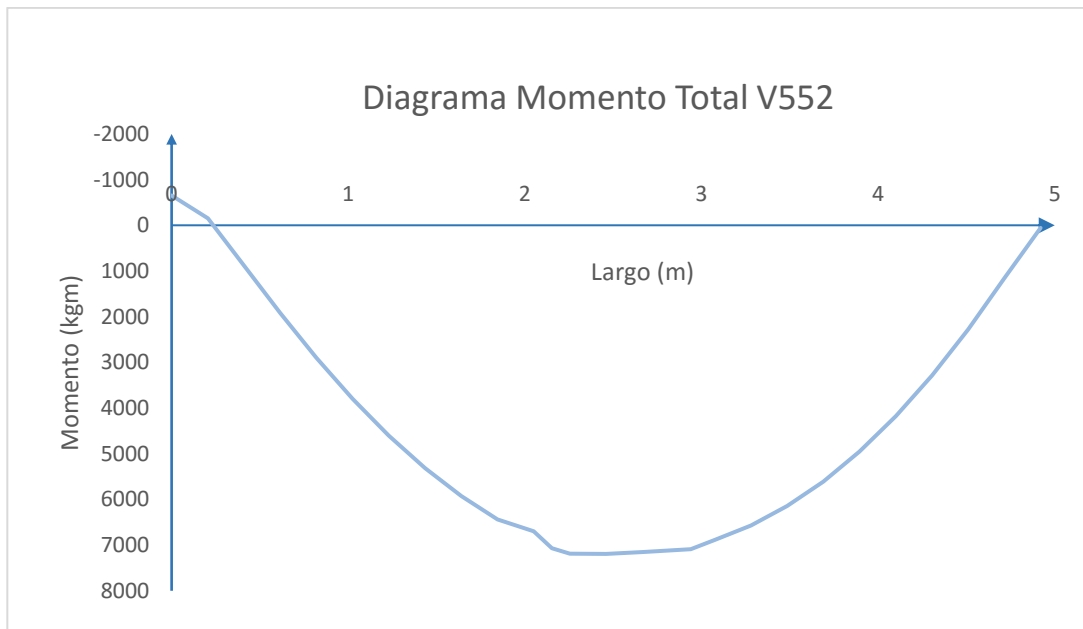
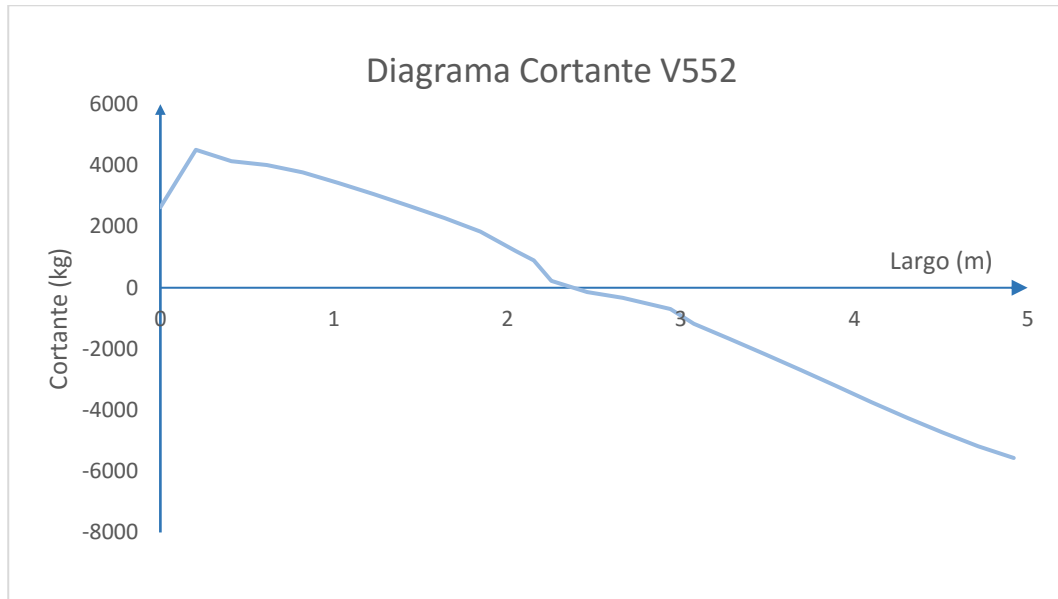
▪ V506



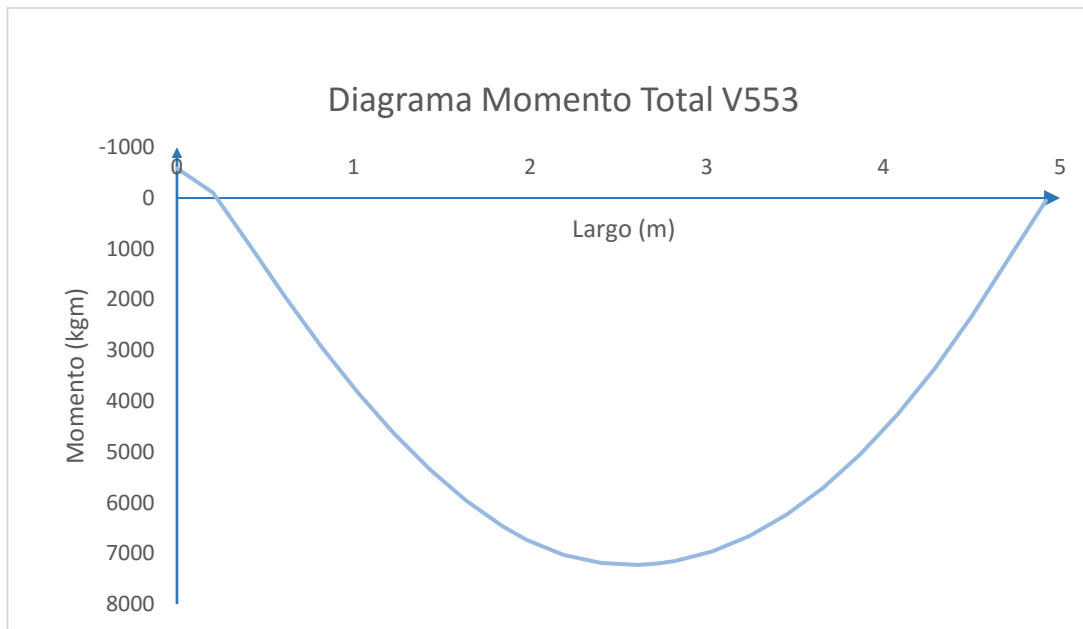
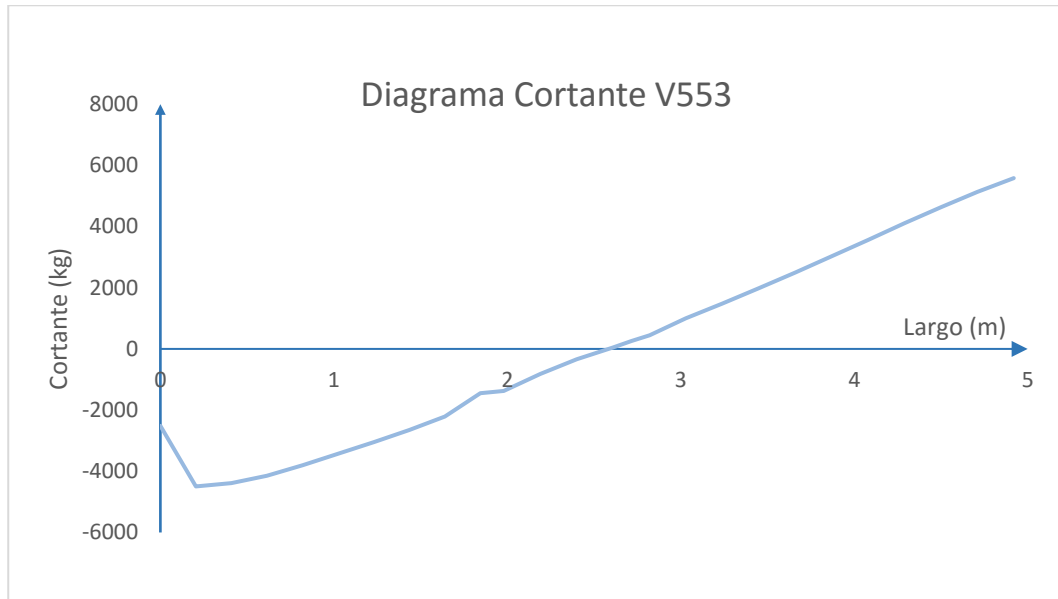
- V551



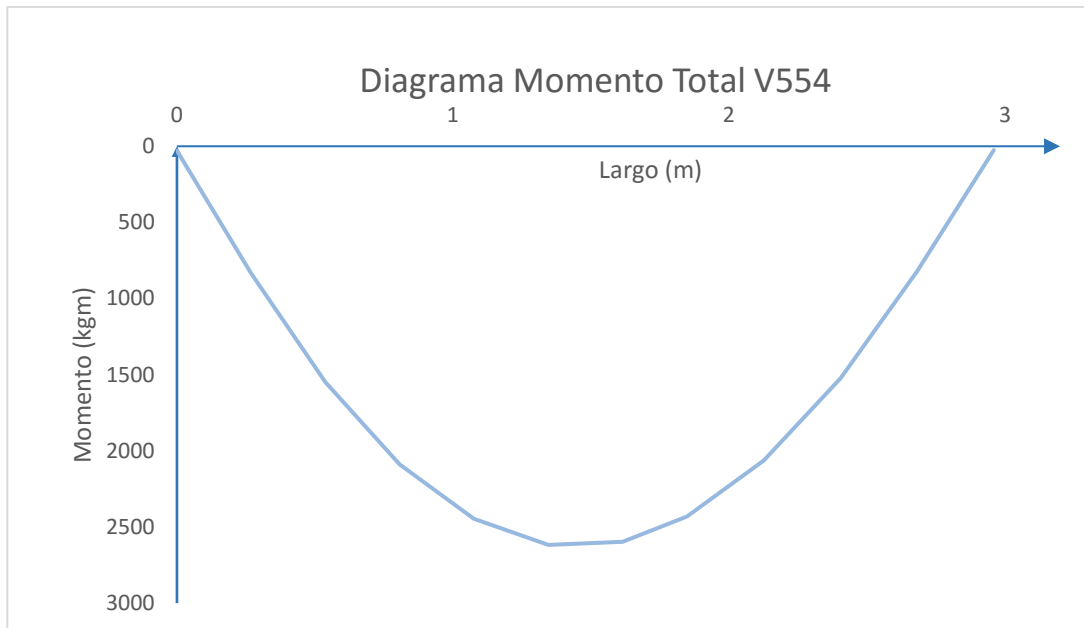
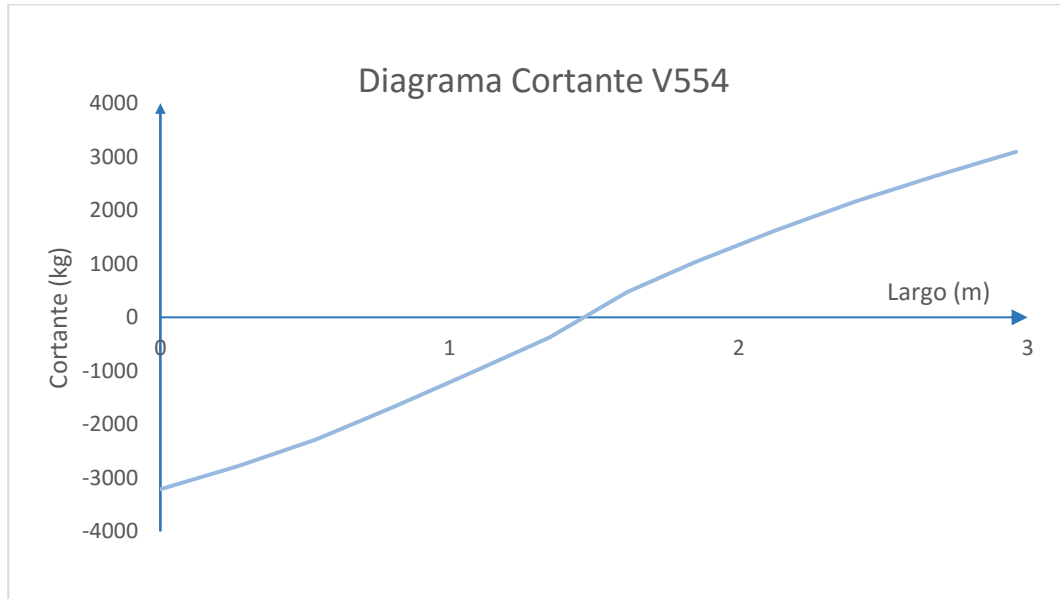
- V552



- V553

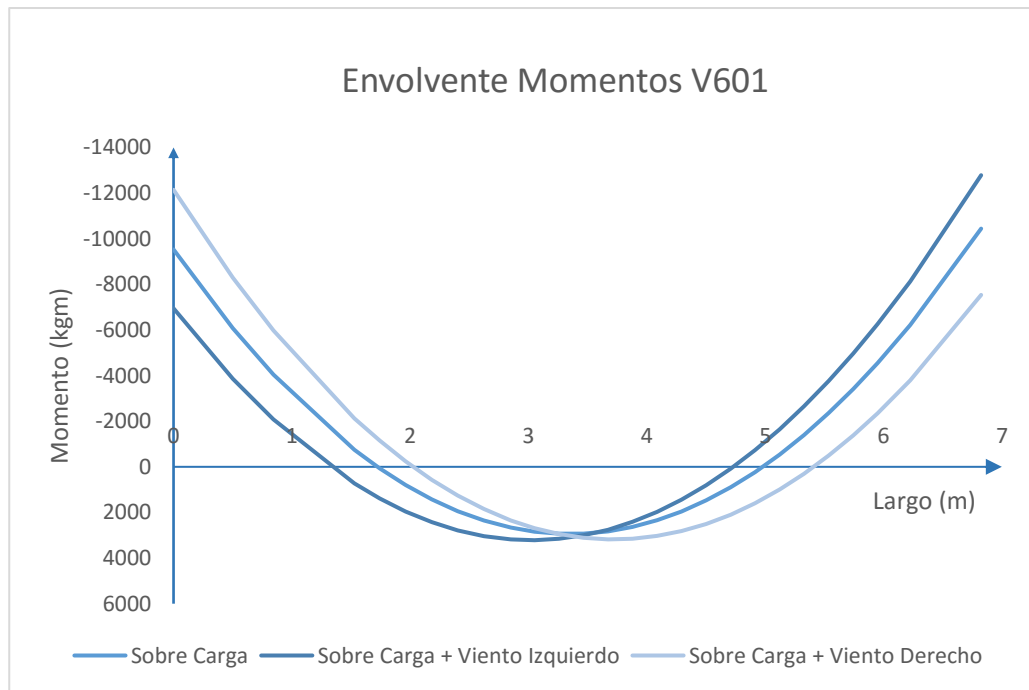
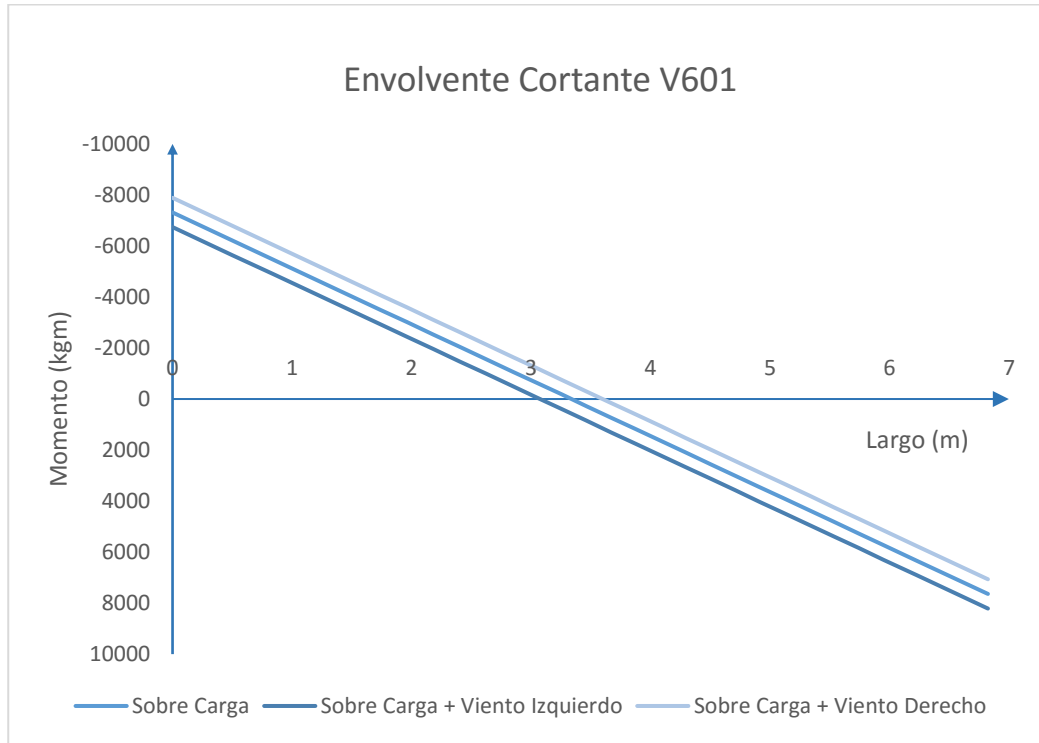


- V554

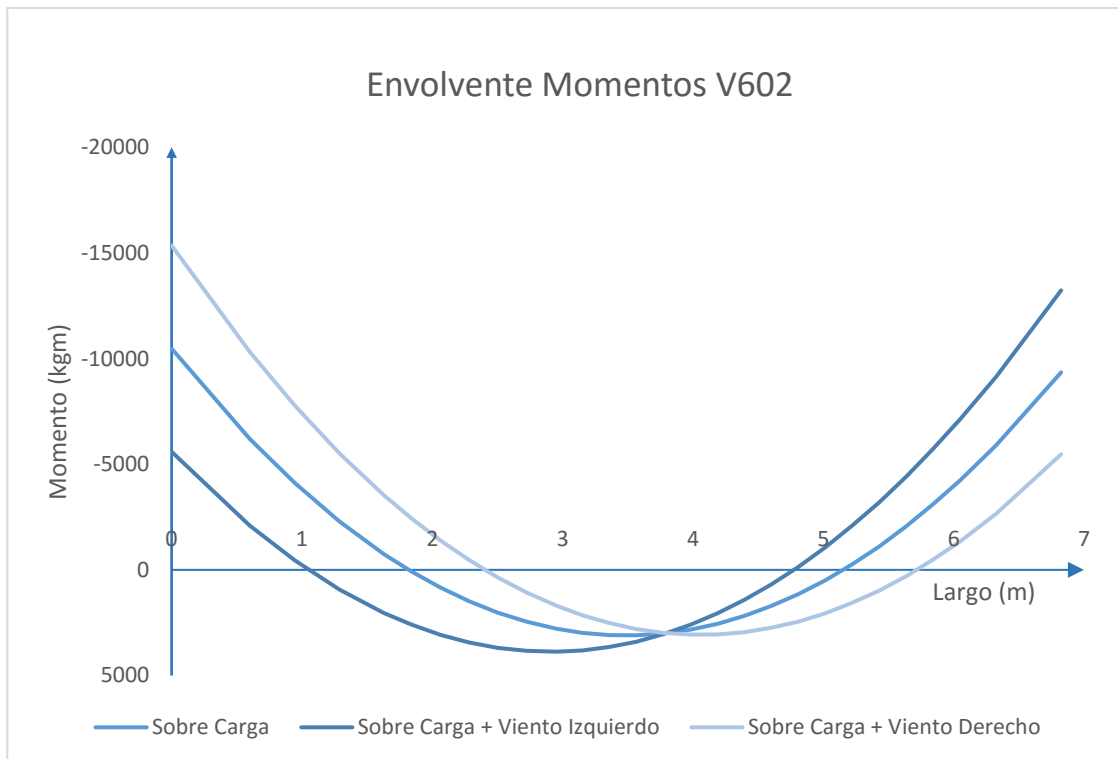
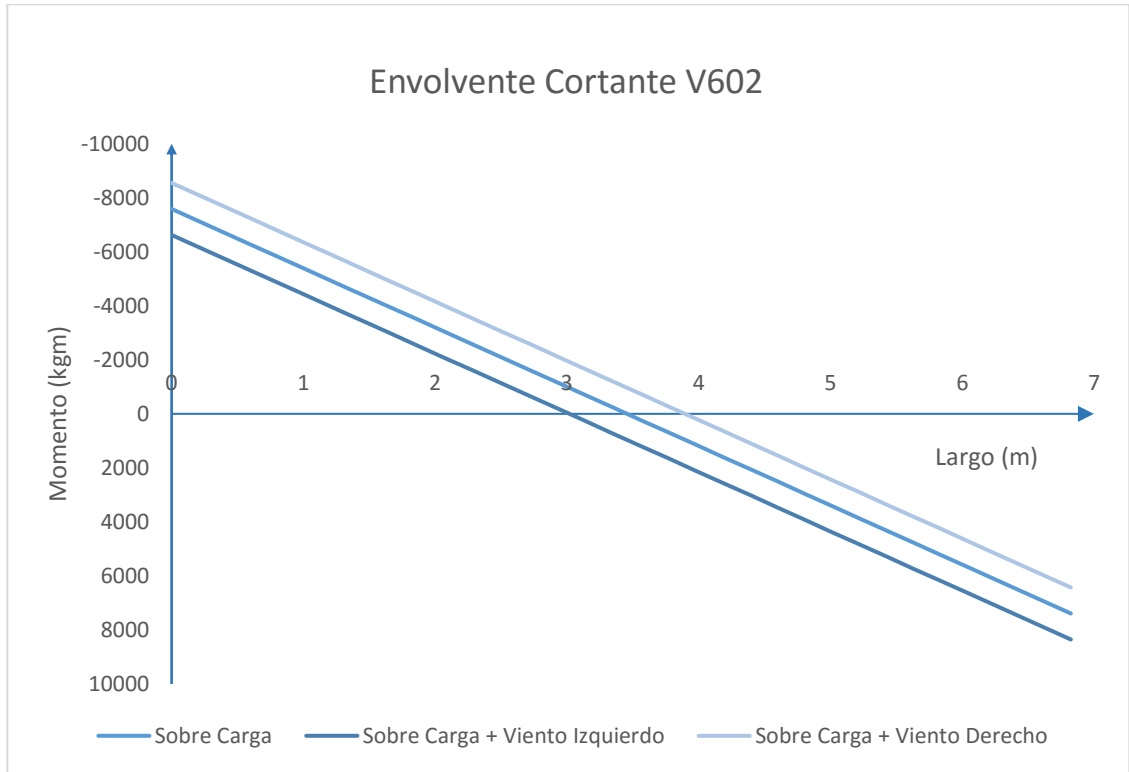


Índice 600

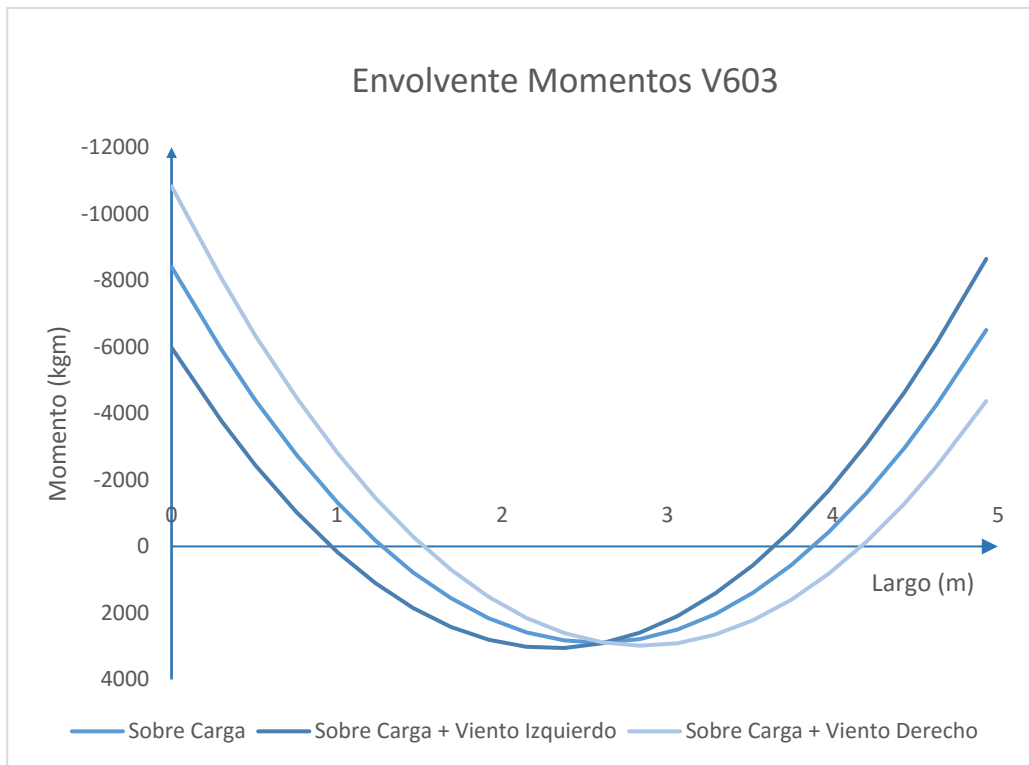
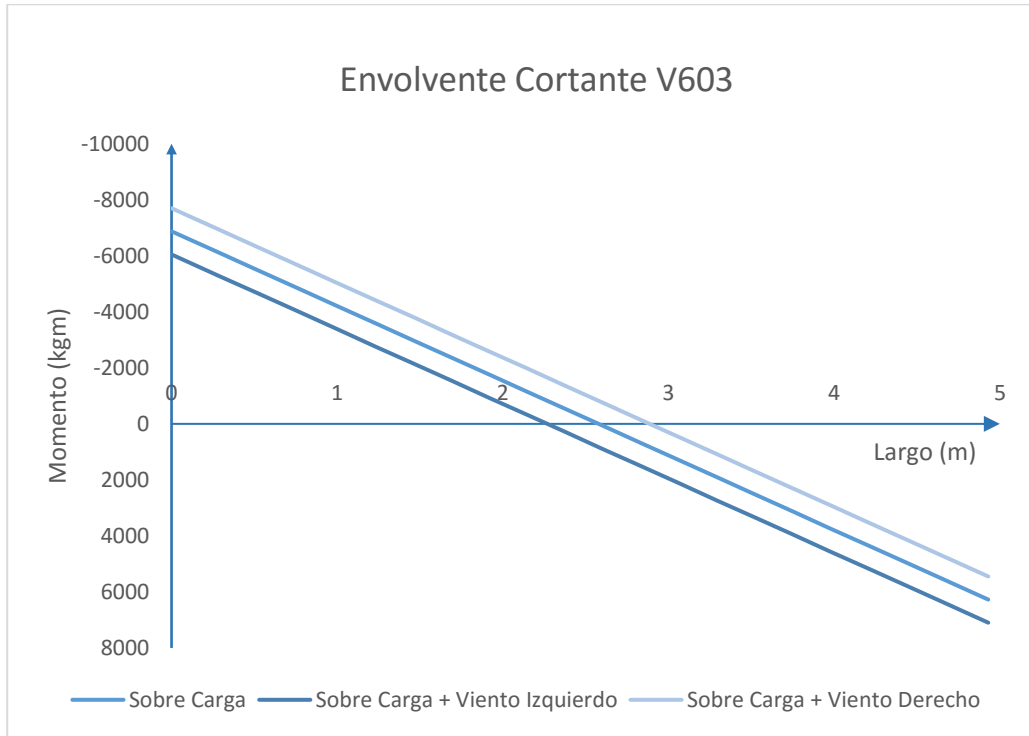
- V601



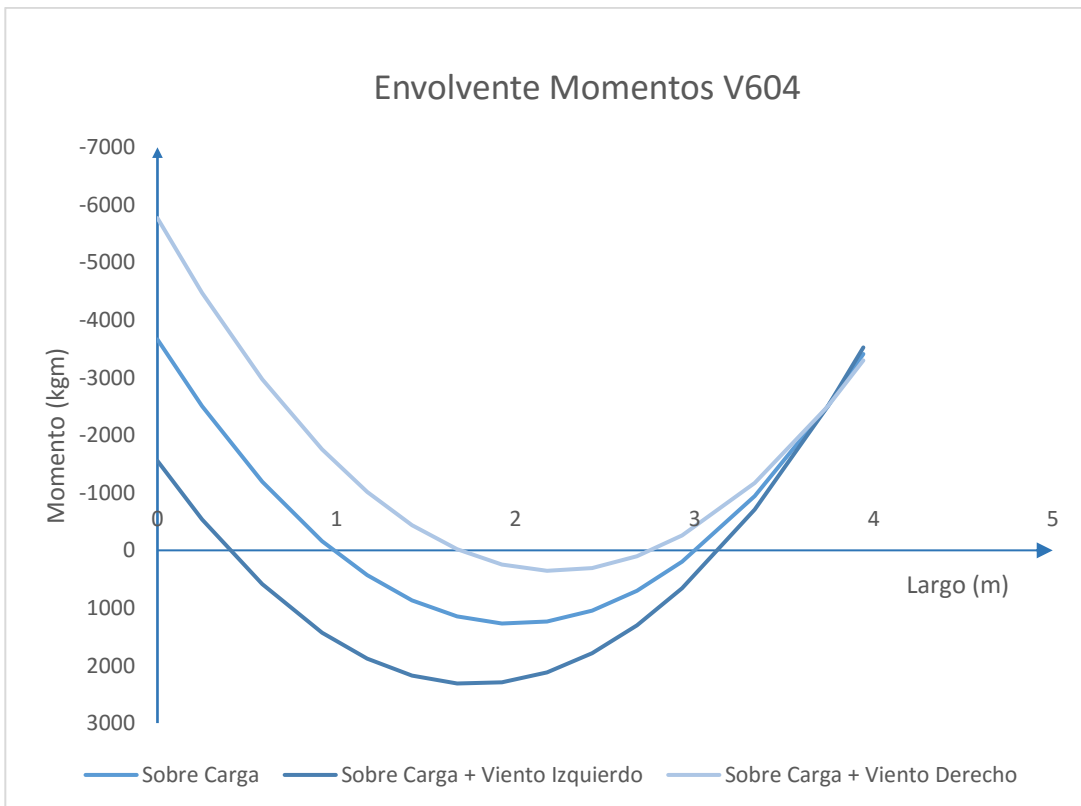
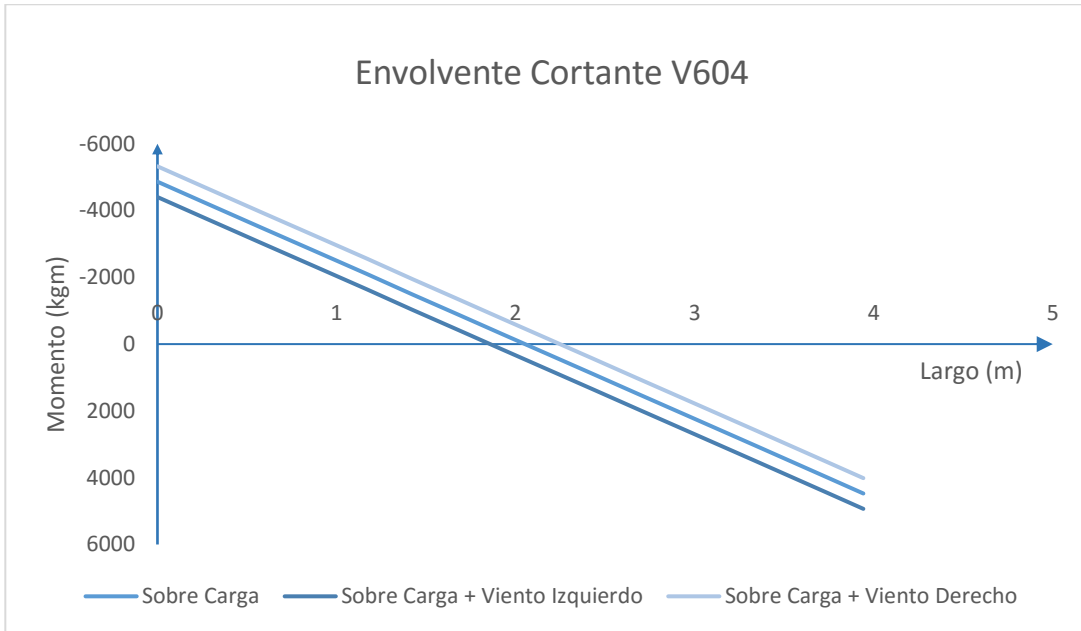
- V602



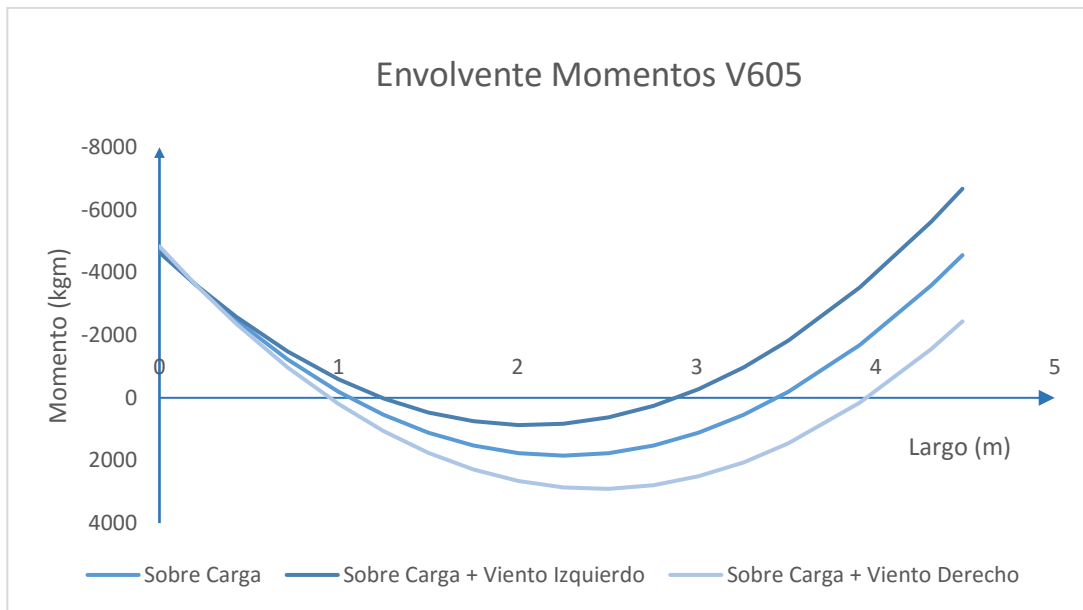
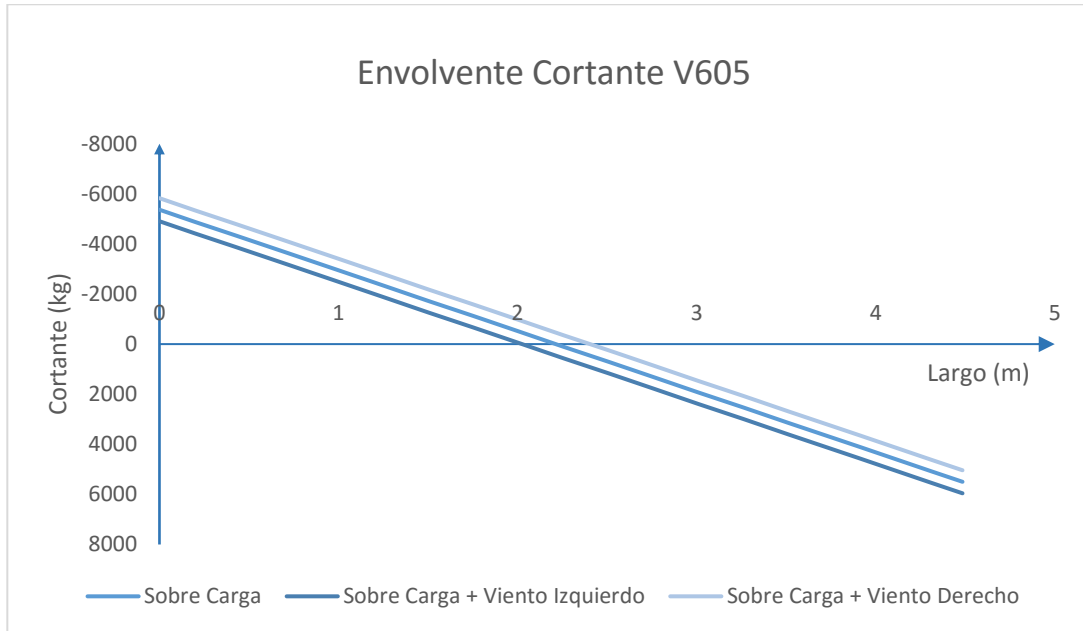
▪ **V603**



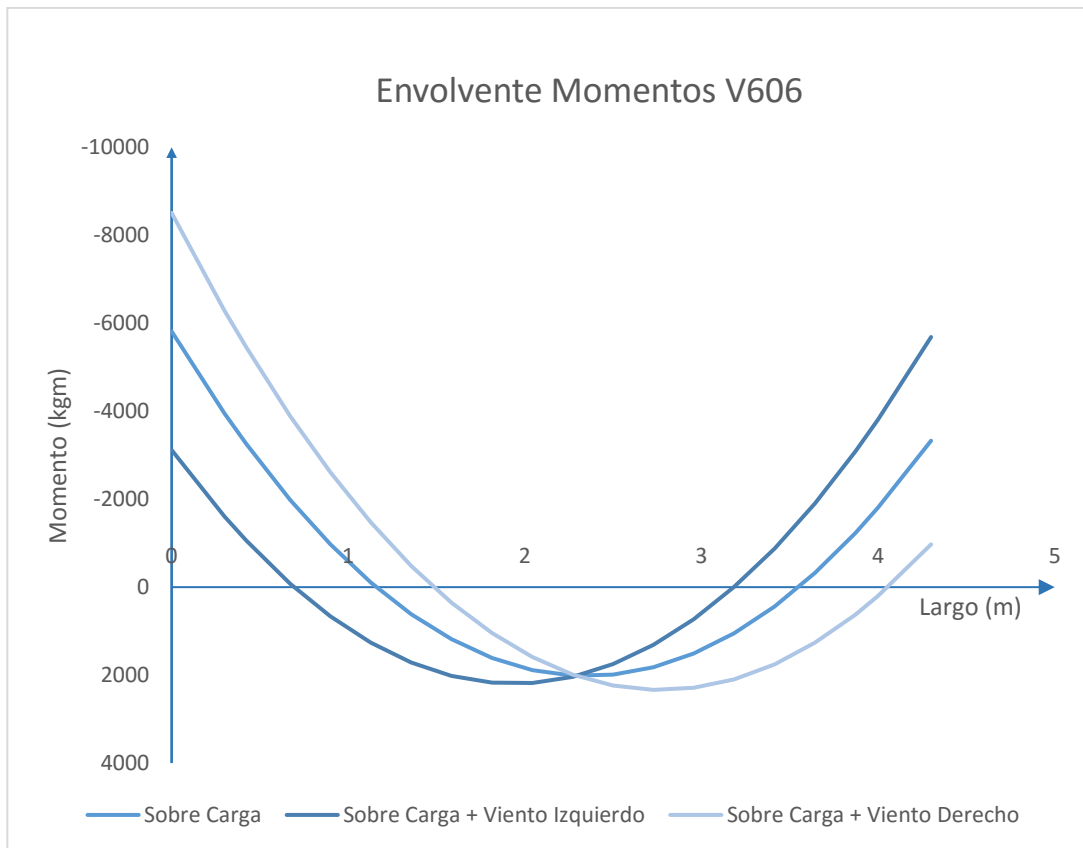
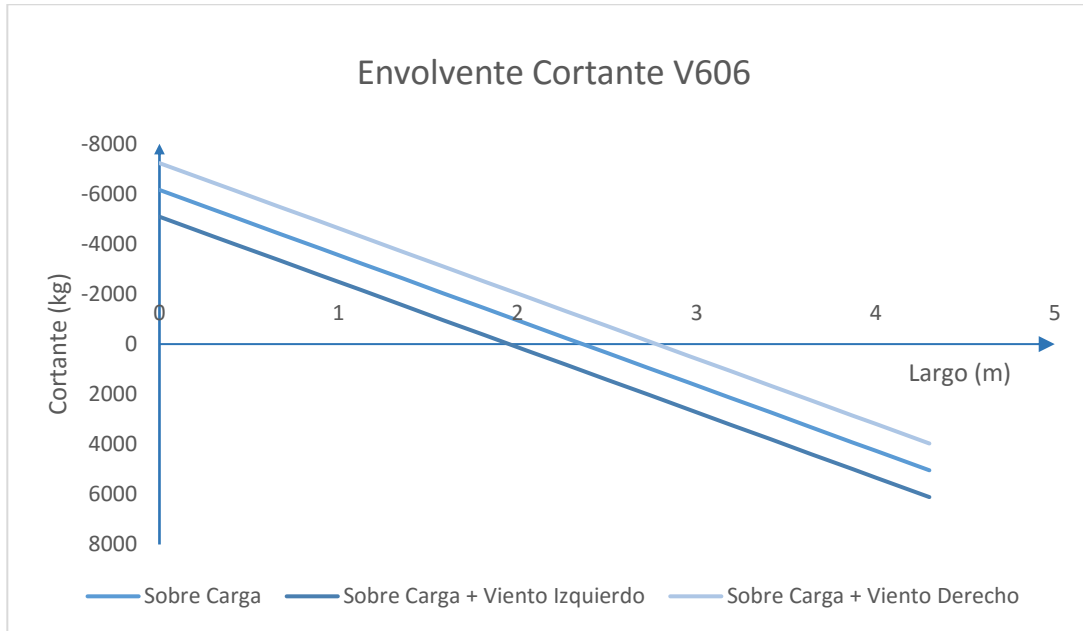
▪ V604



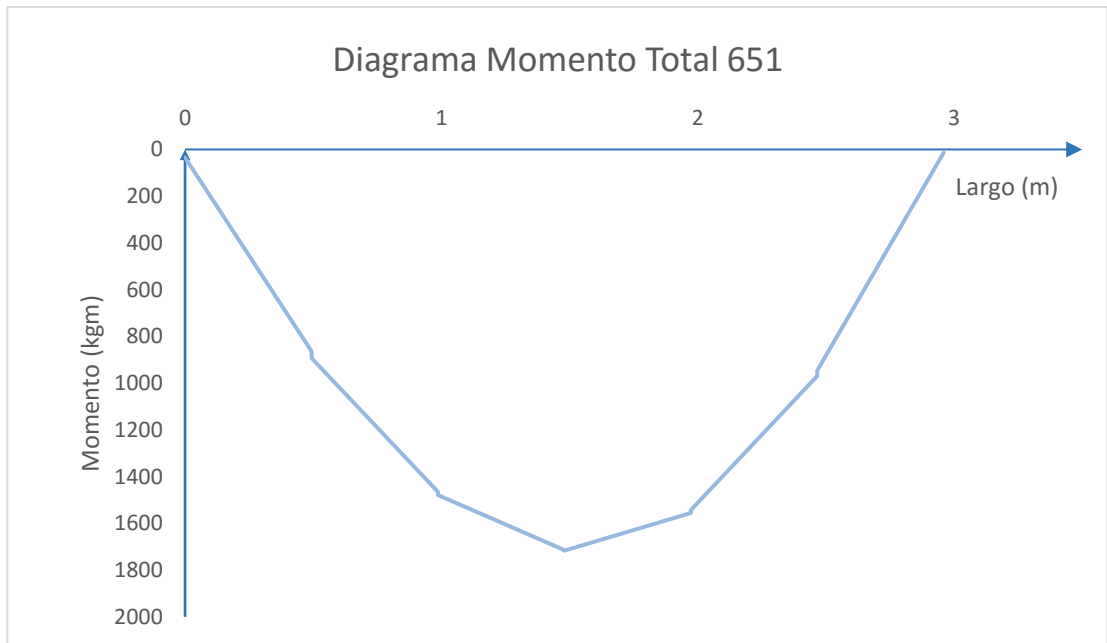
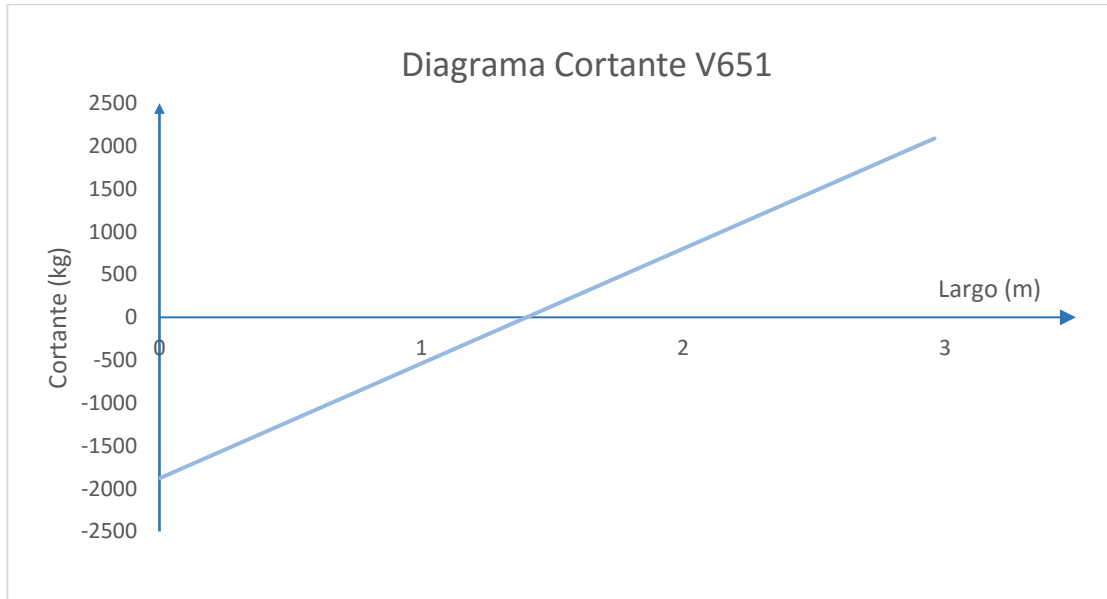
- V605



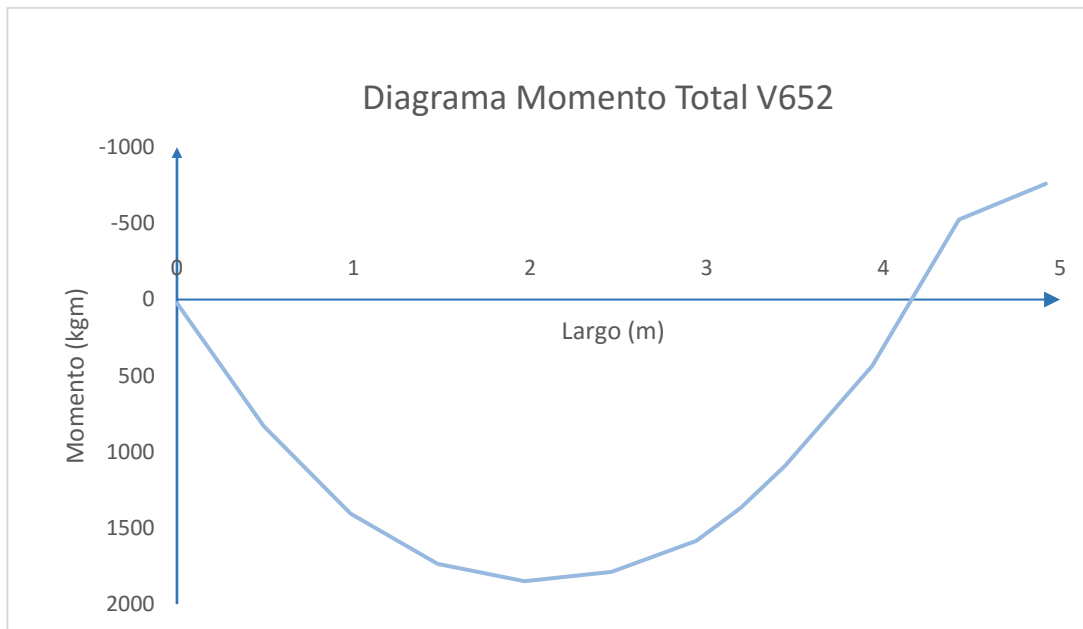
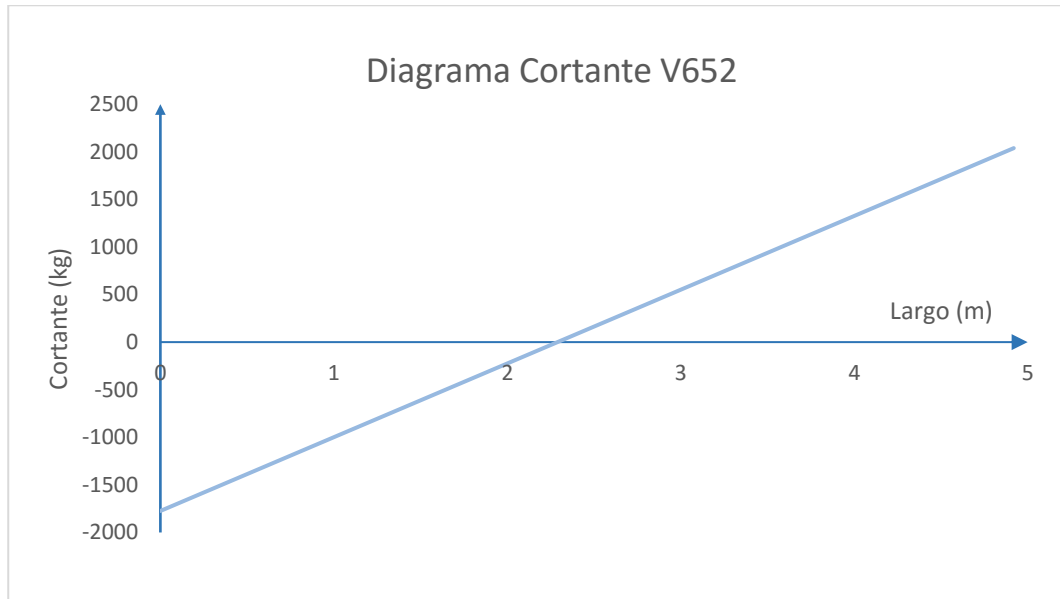
▪ **V606**



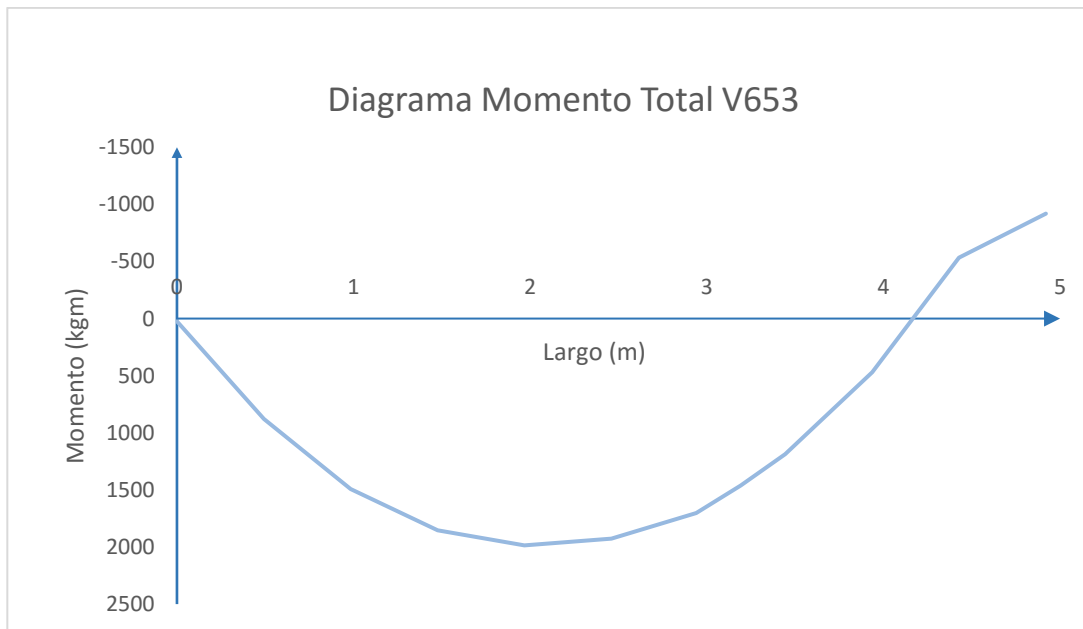
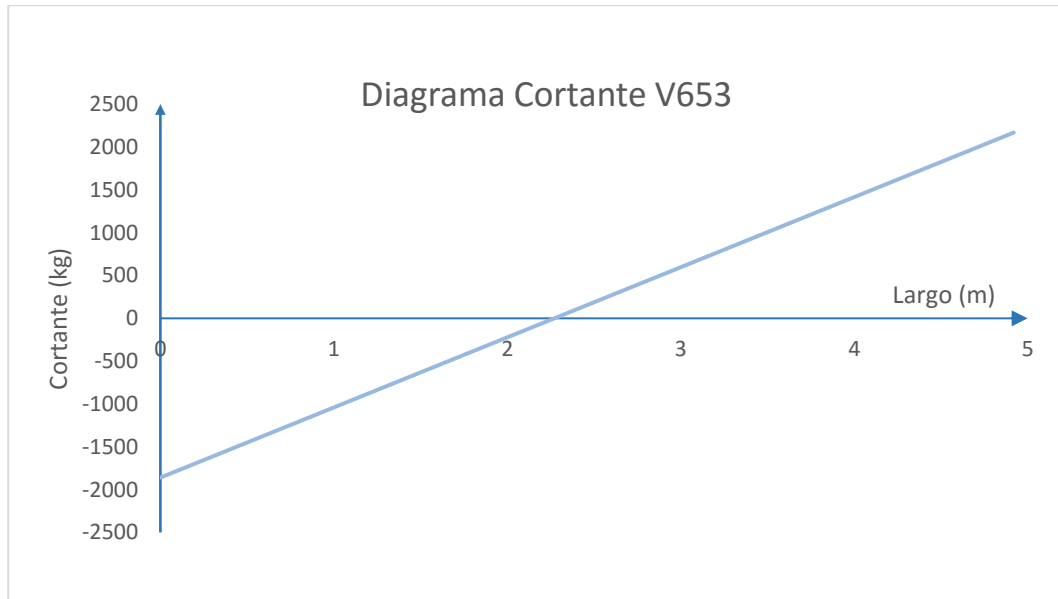
- V651



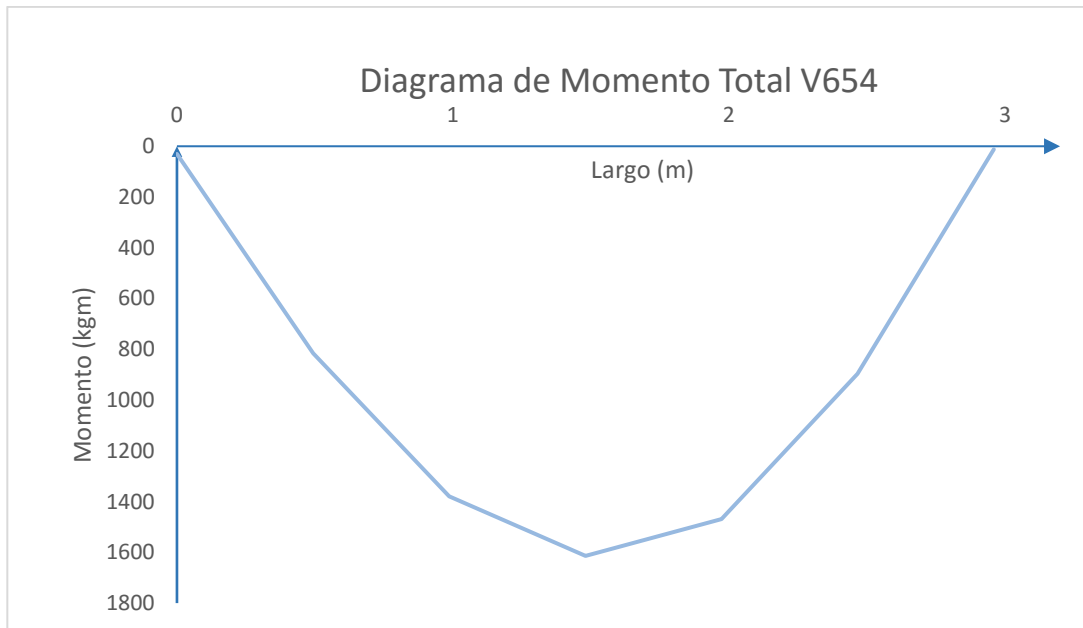
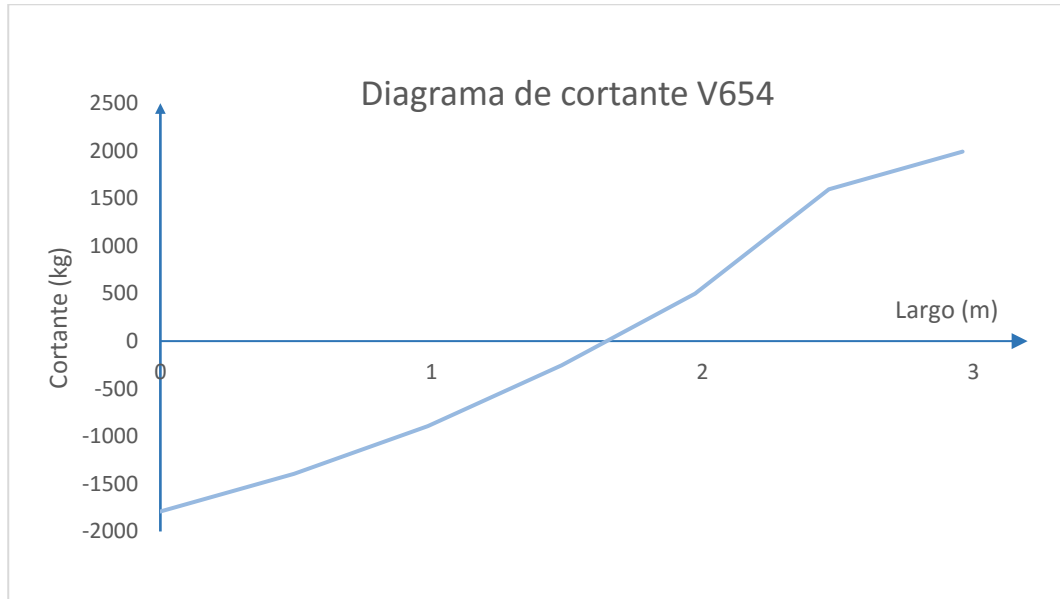
- V652



- **V653**

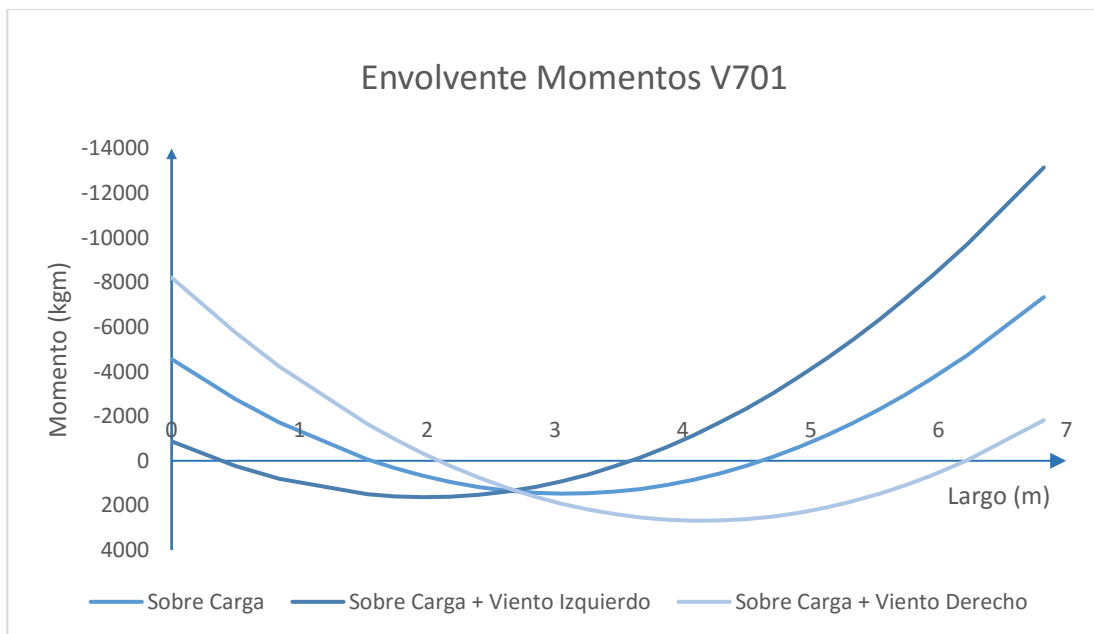
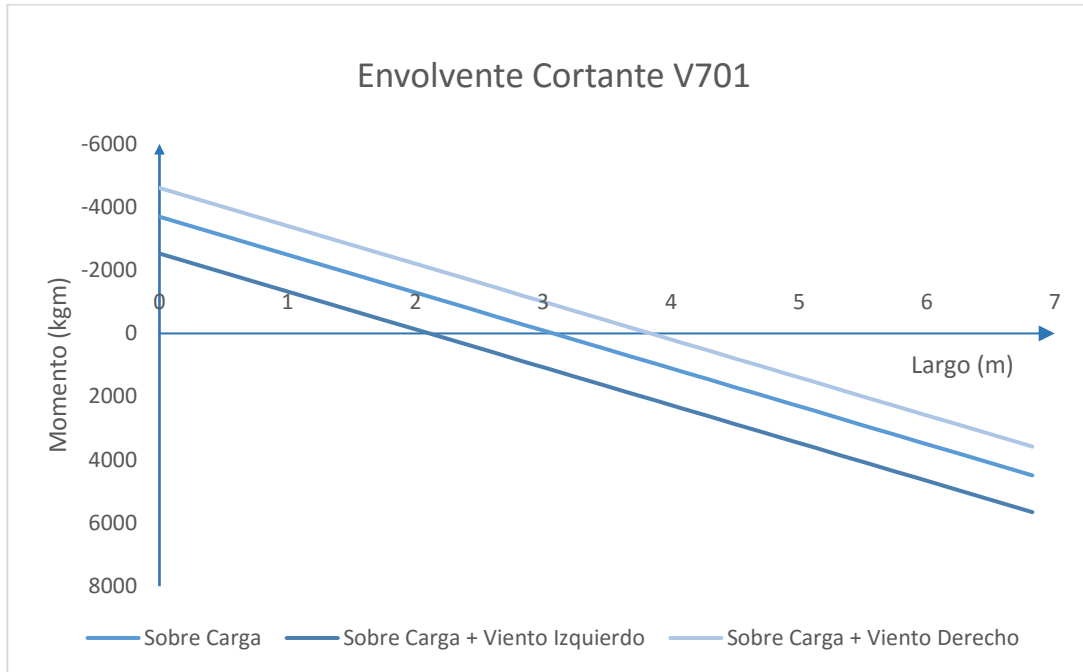


- V654

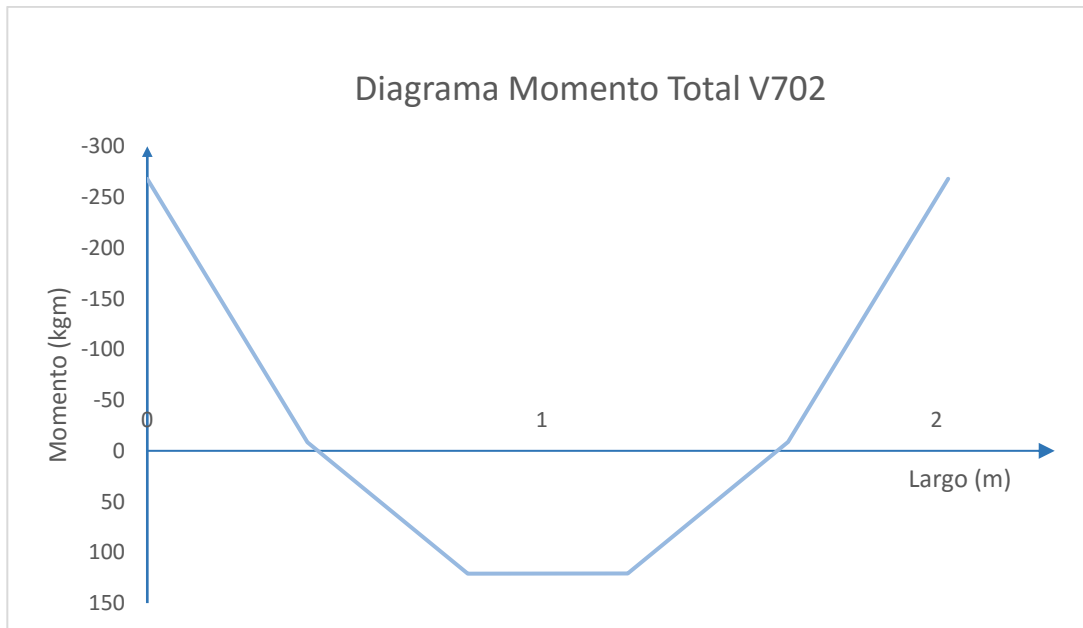
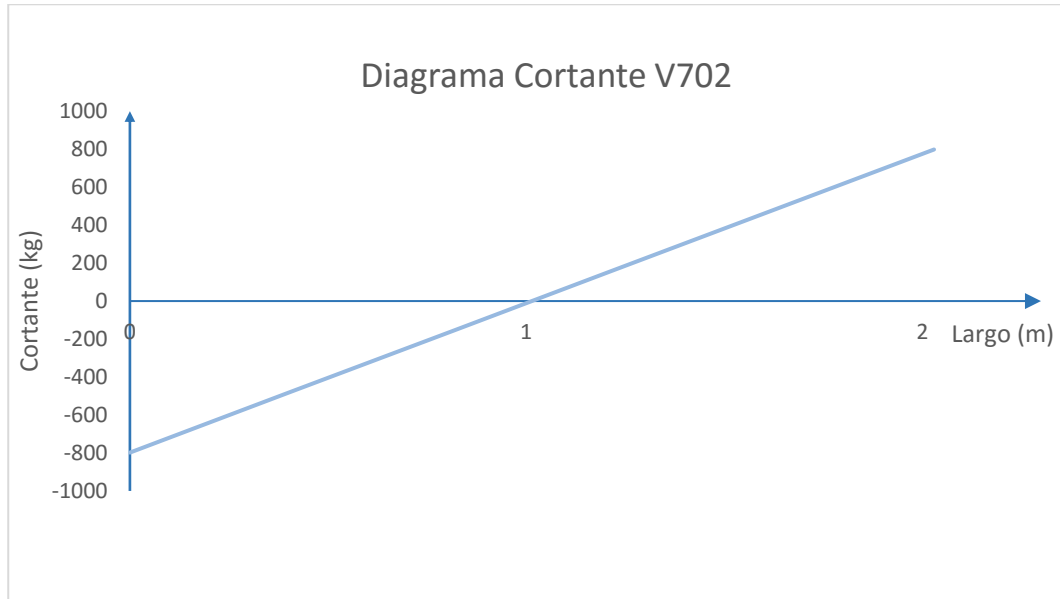


Índice 700

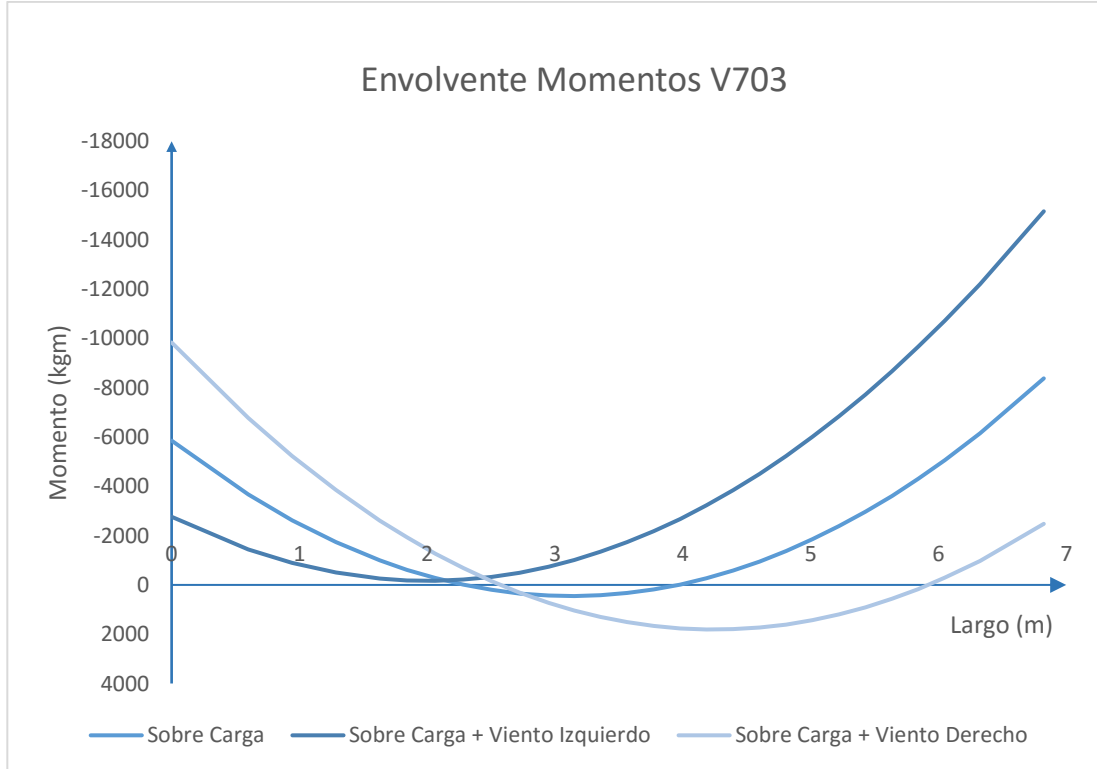
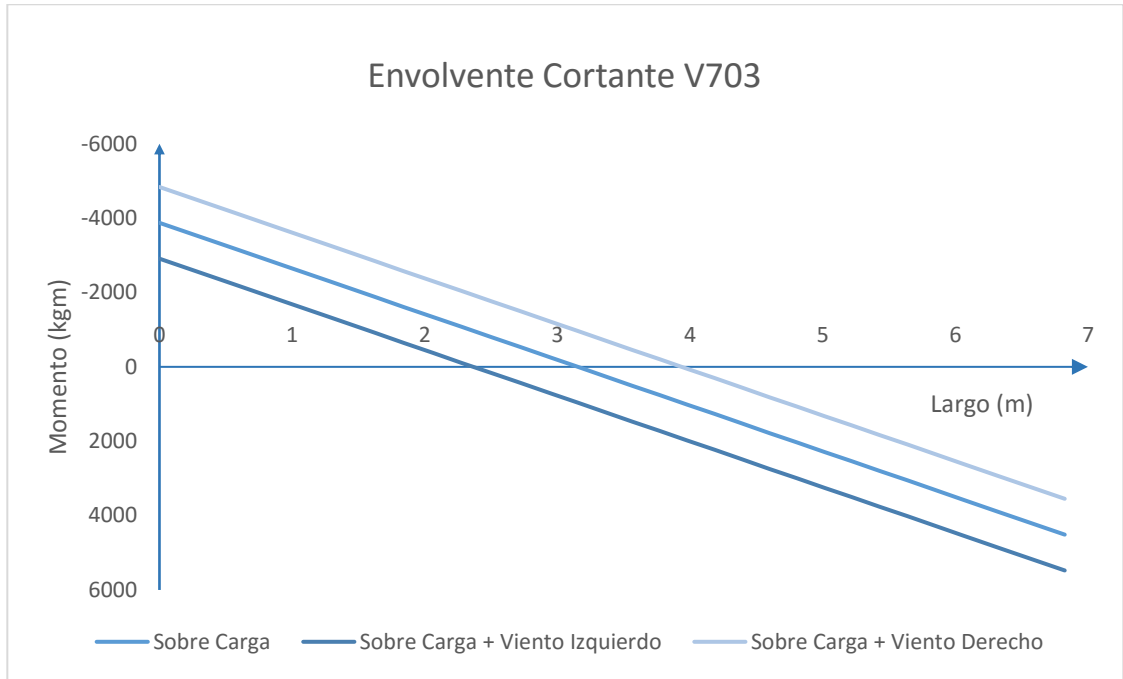
- V701



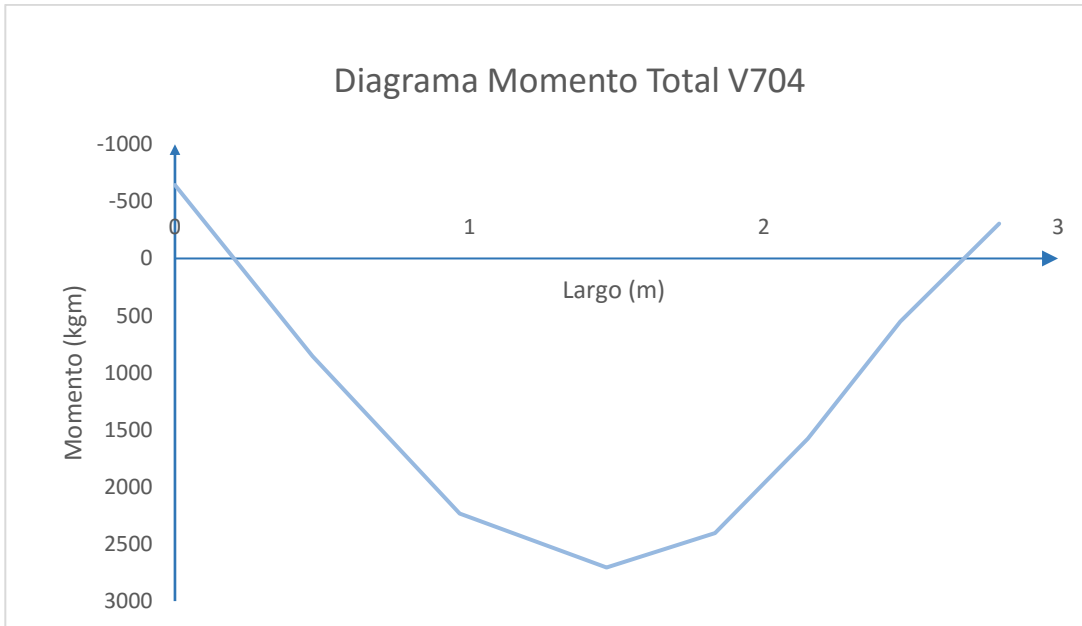
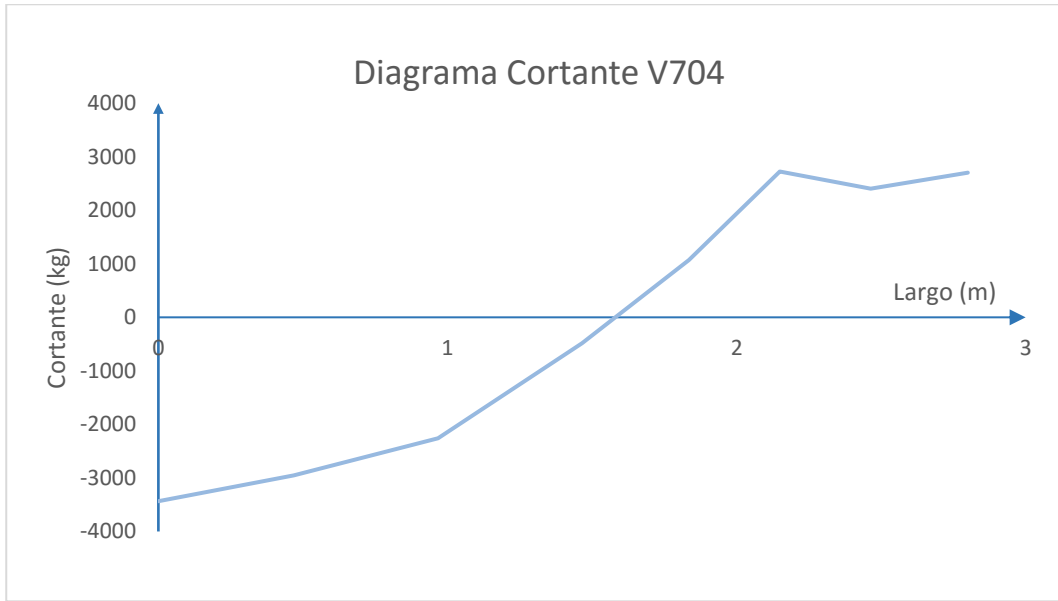
- V702



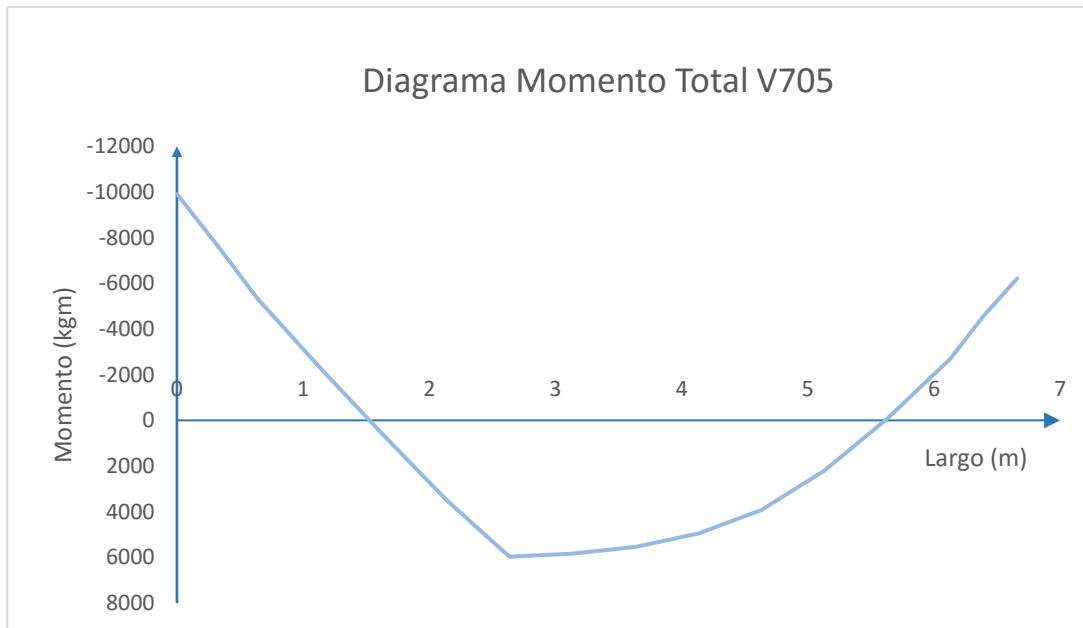
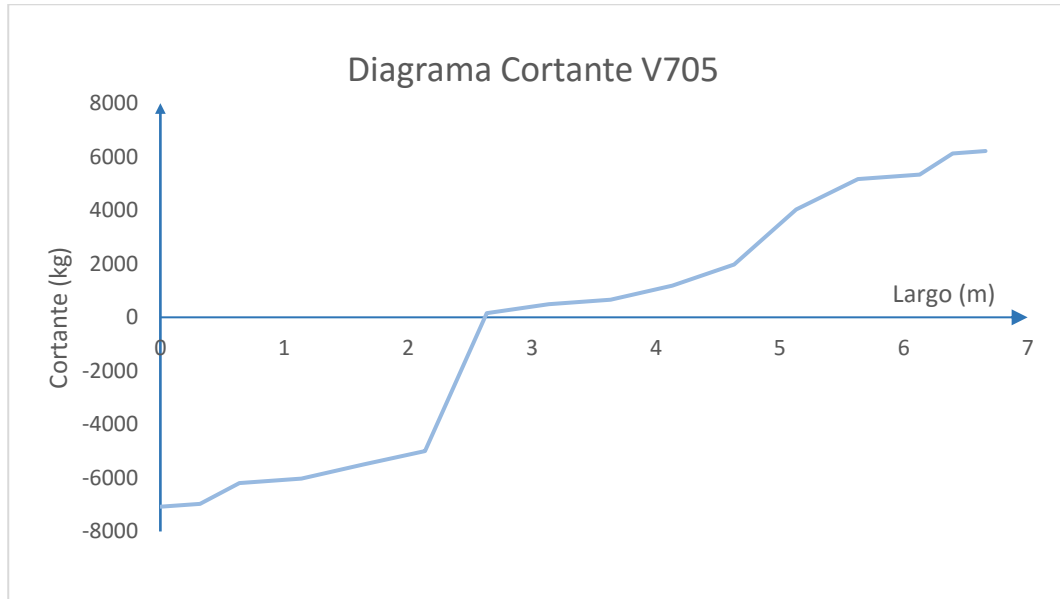
▪ **V703**



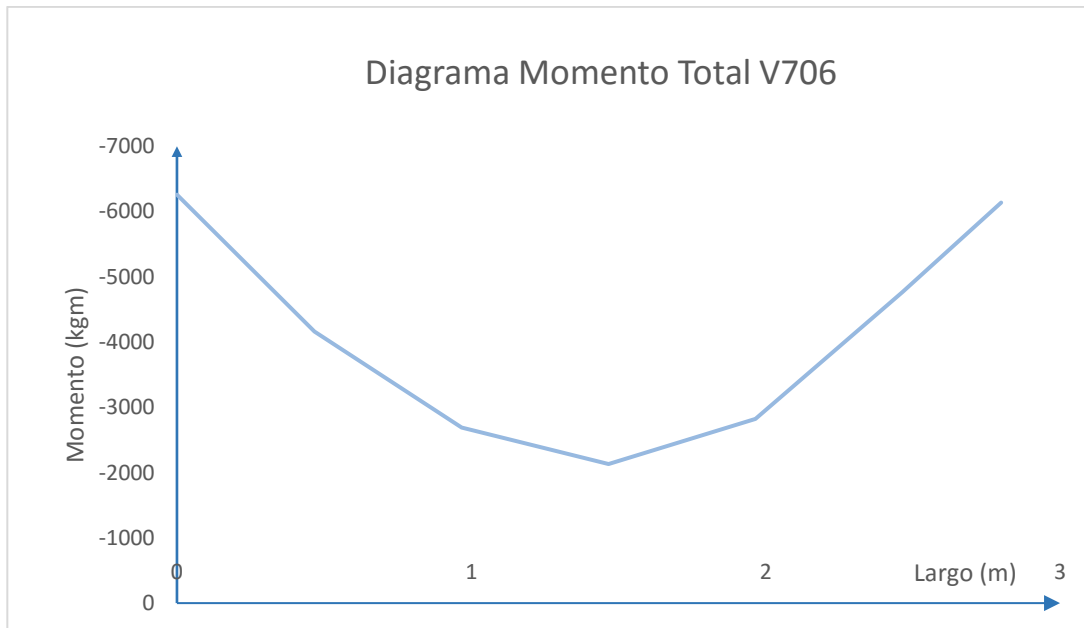
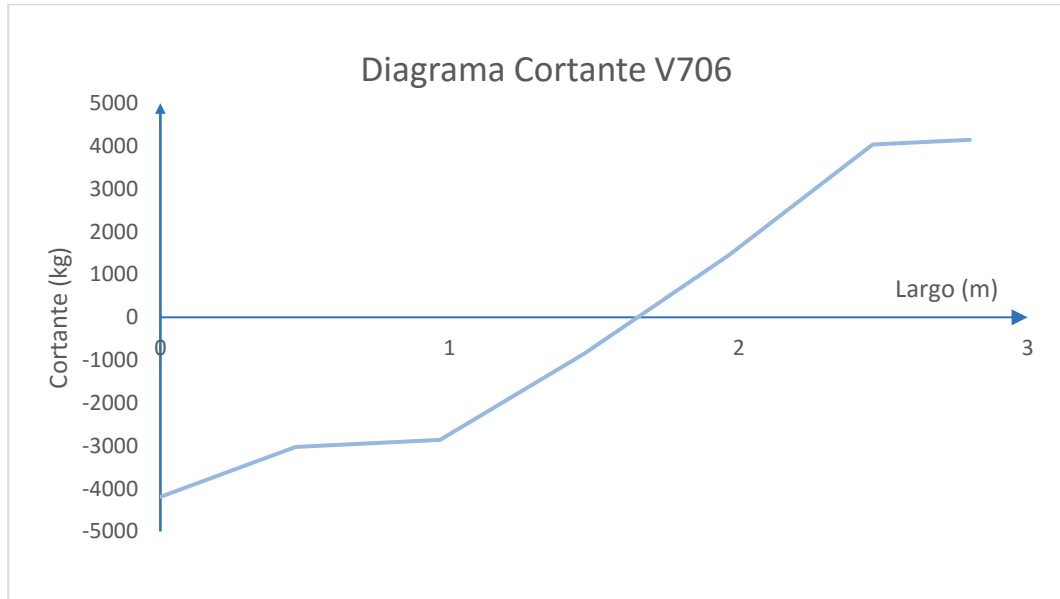
- V704



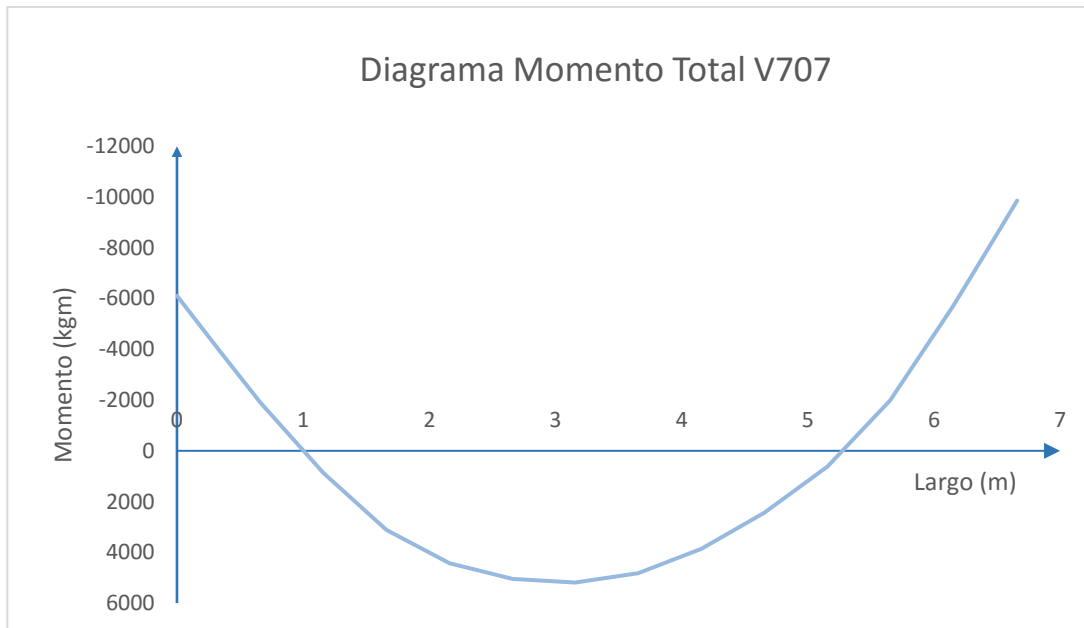
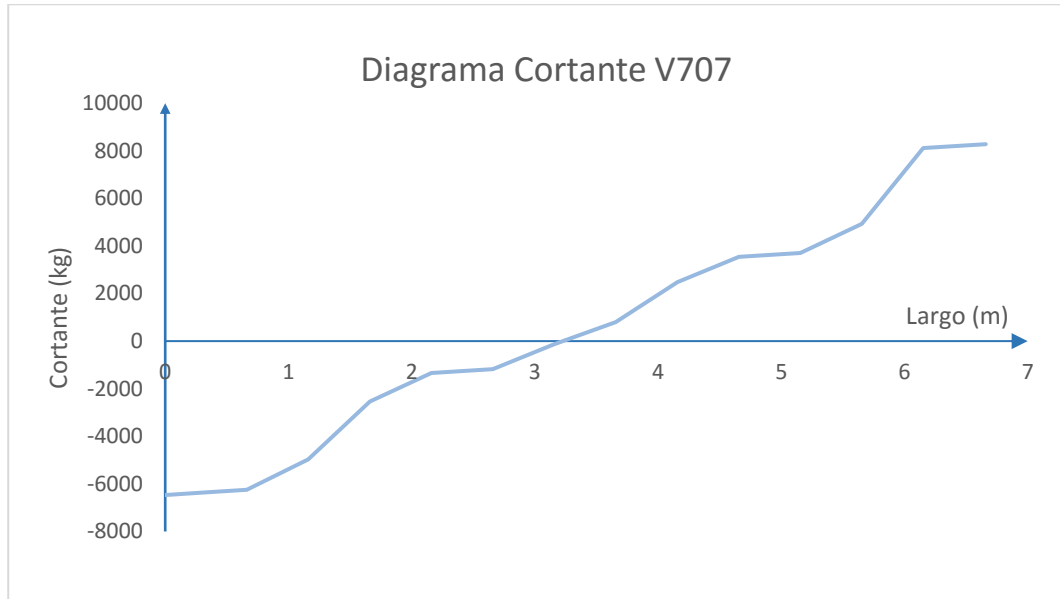
- V705



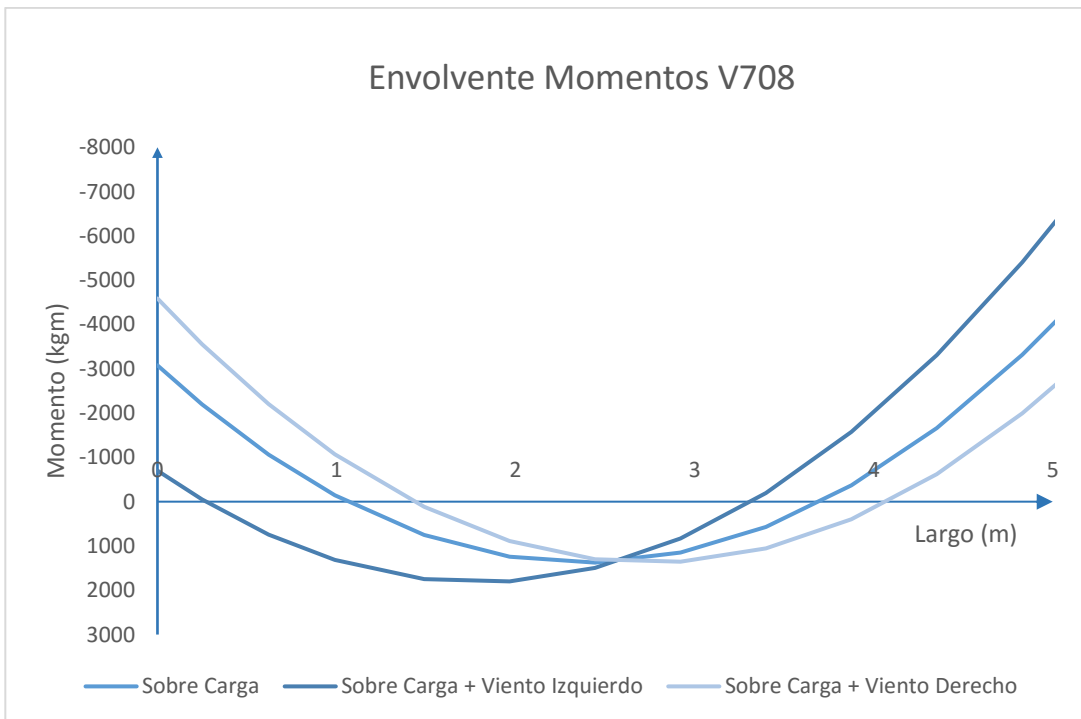
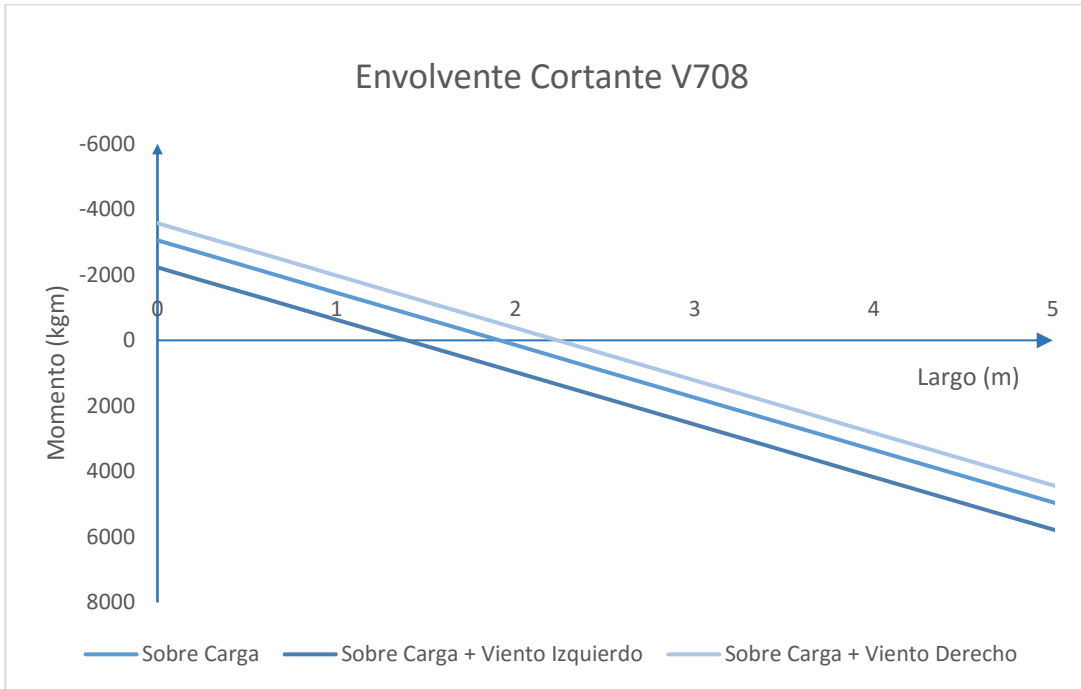
- V706



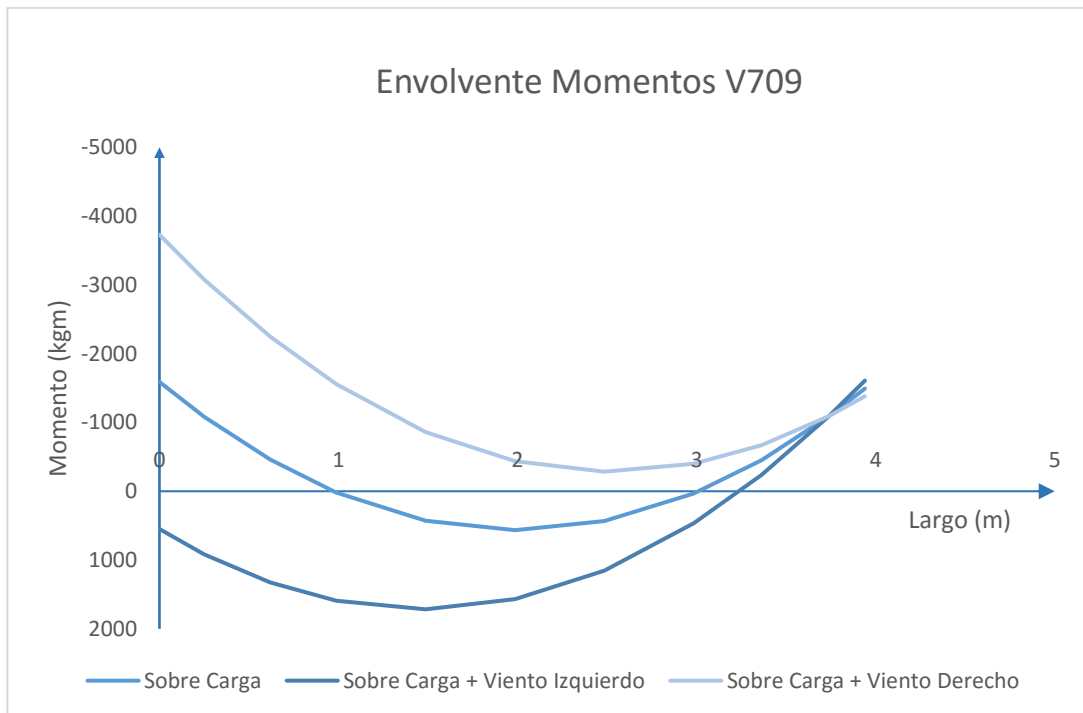
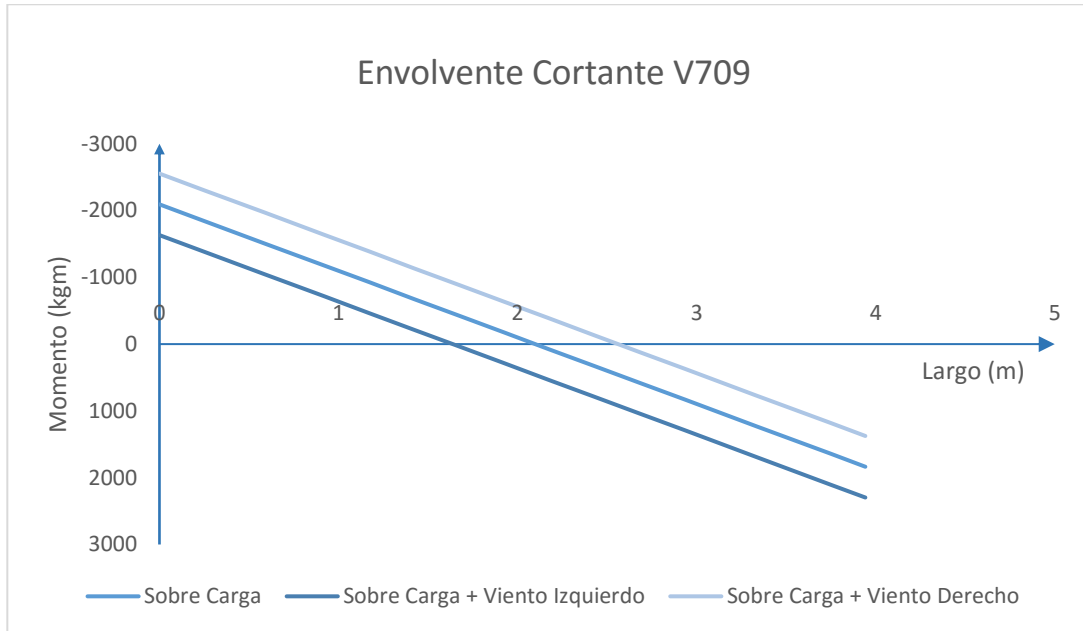
- V707



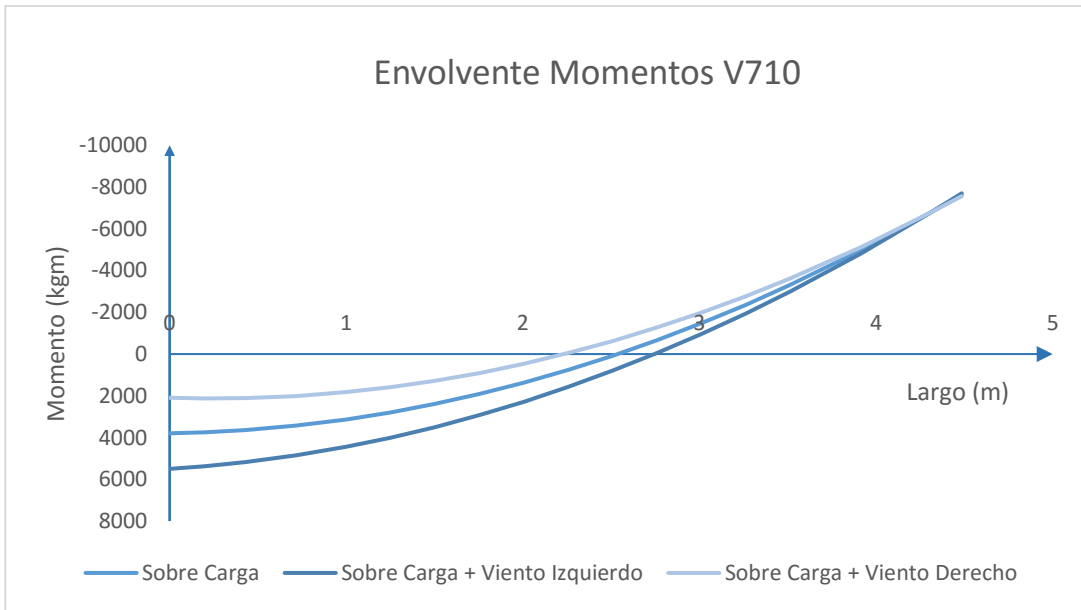
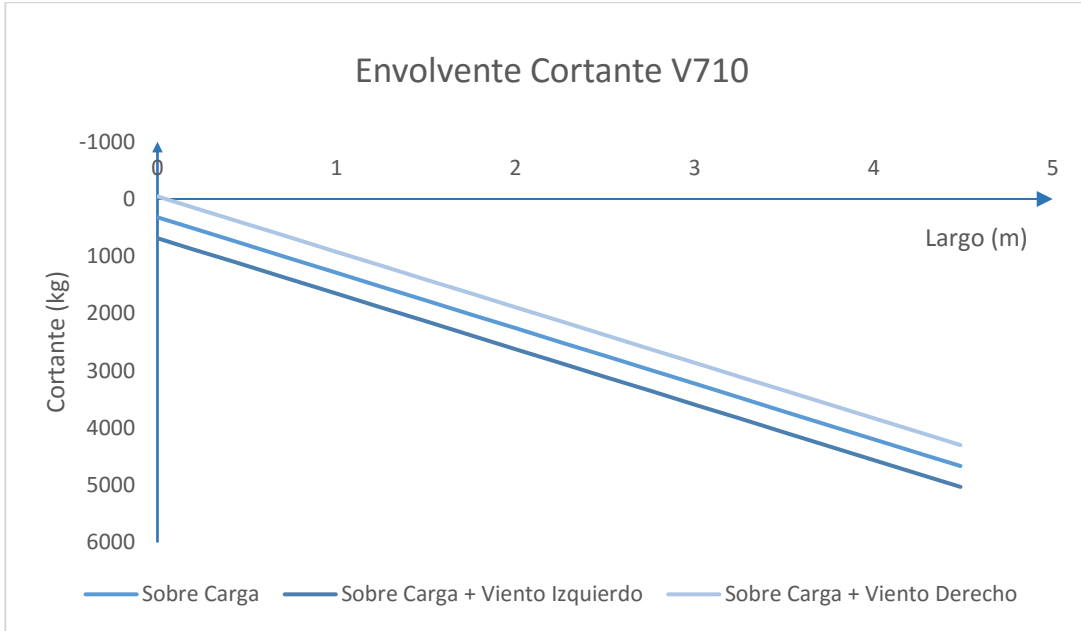
▪ V708



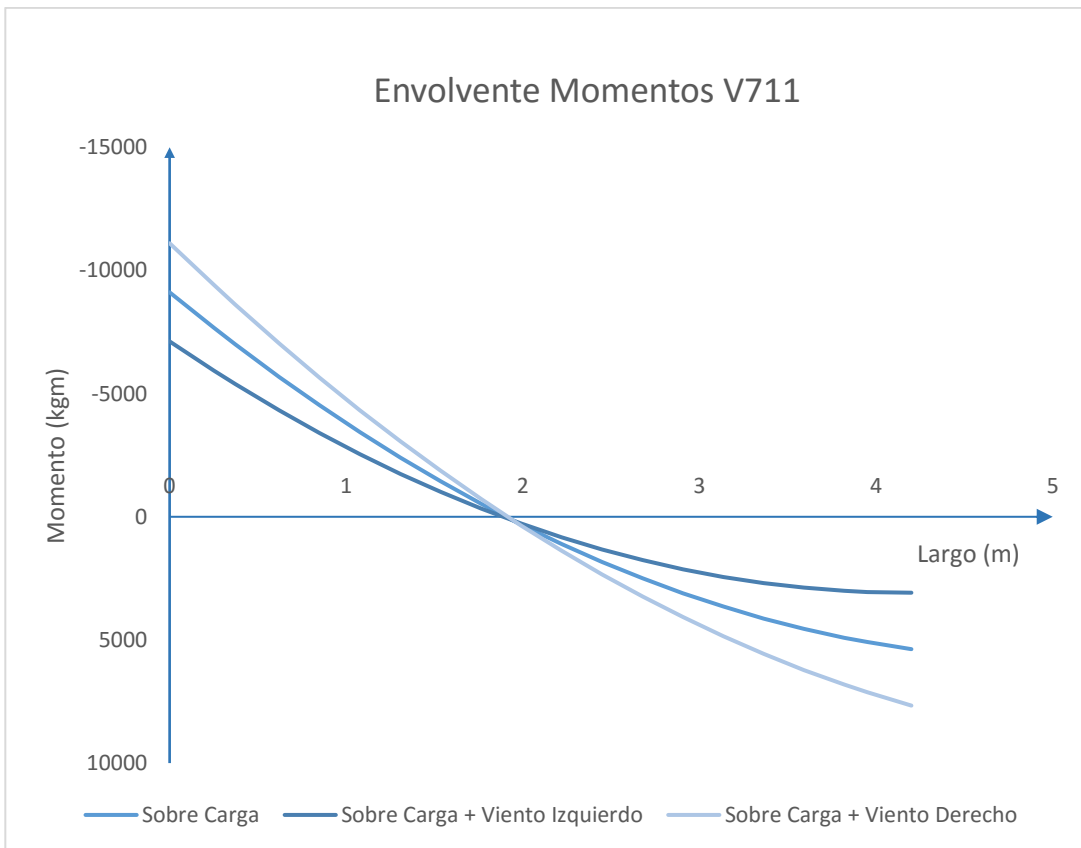
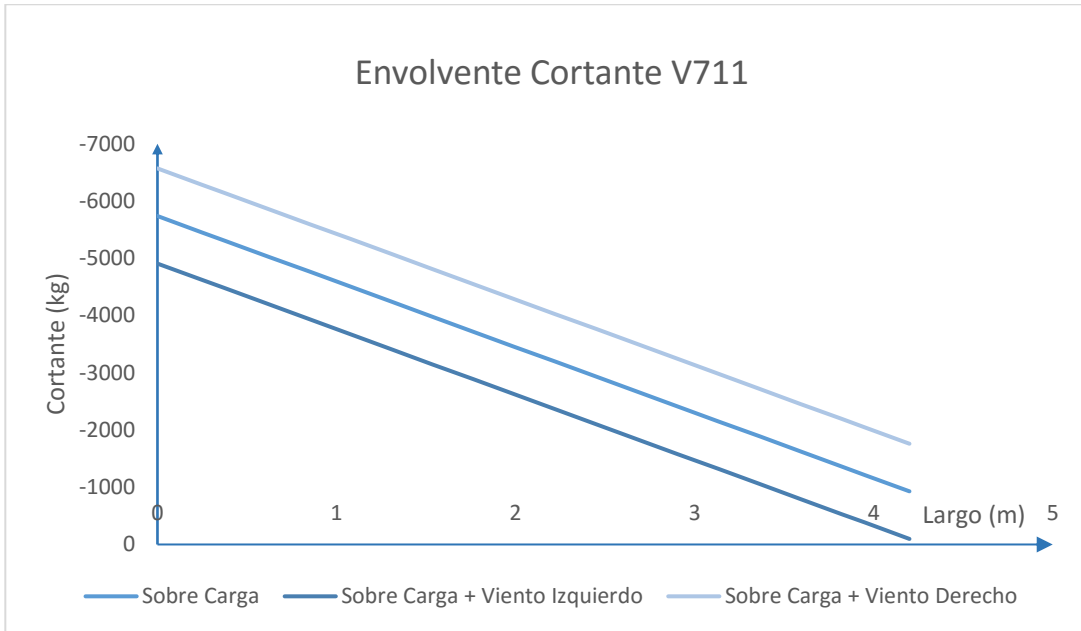
▪ V709



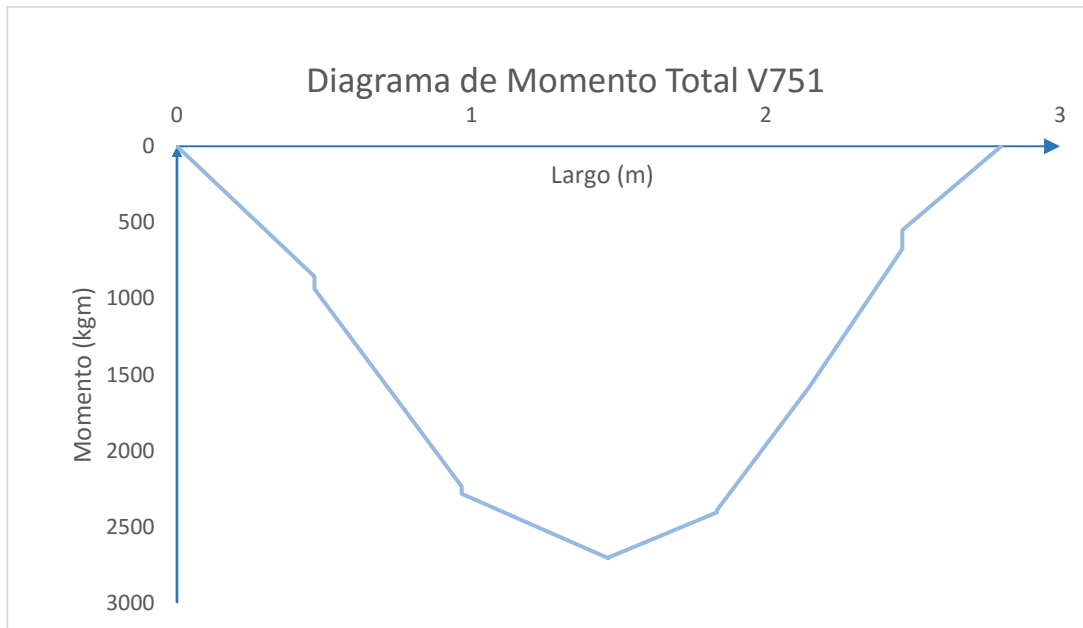
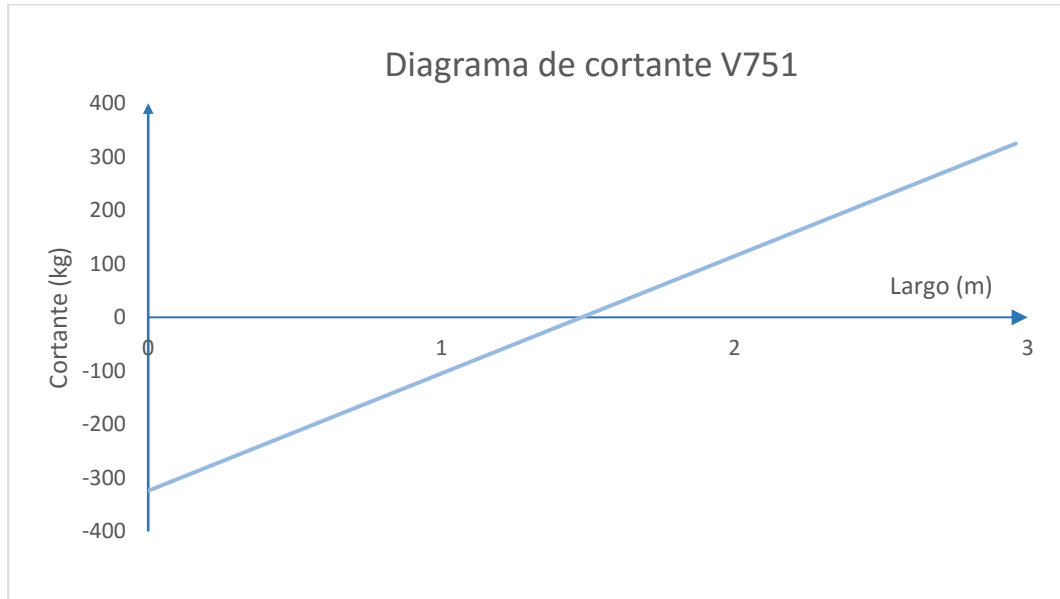
▪ V710



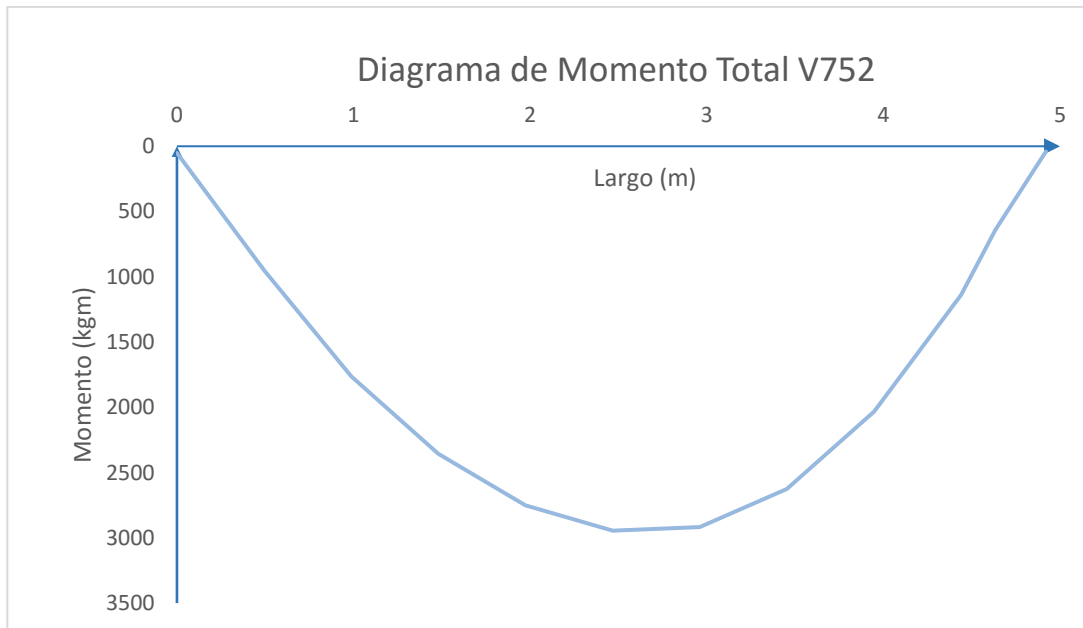
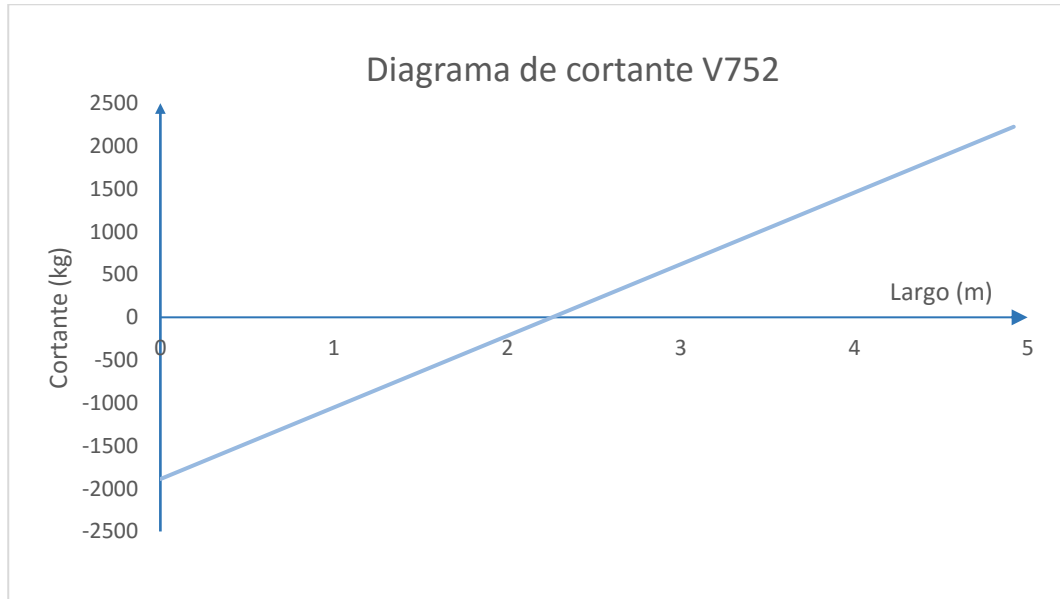
- V711



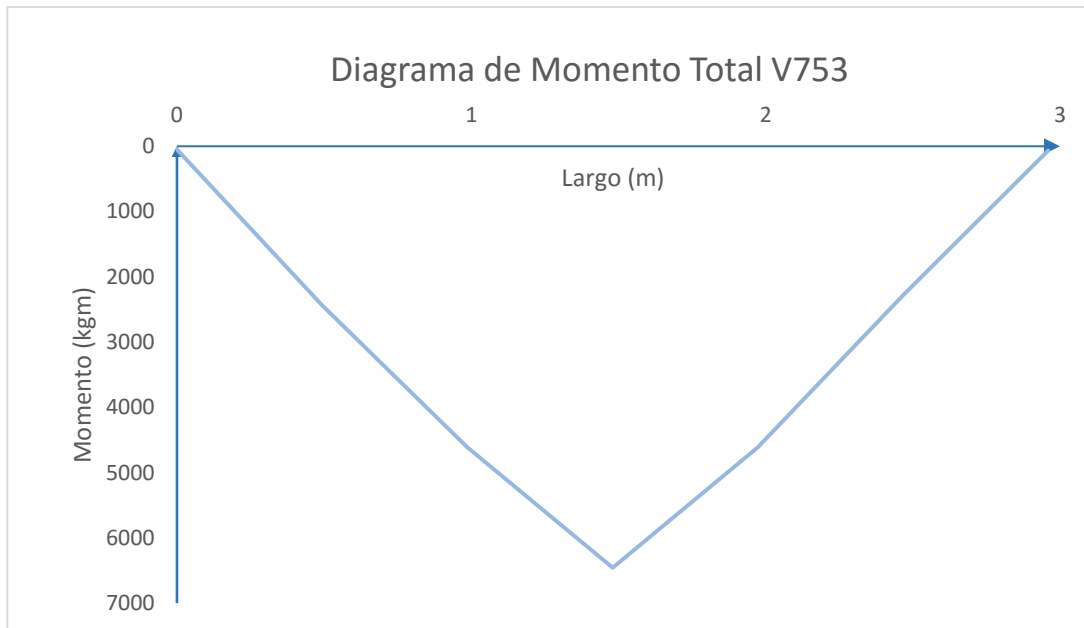
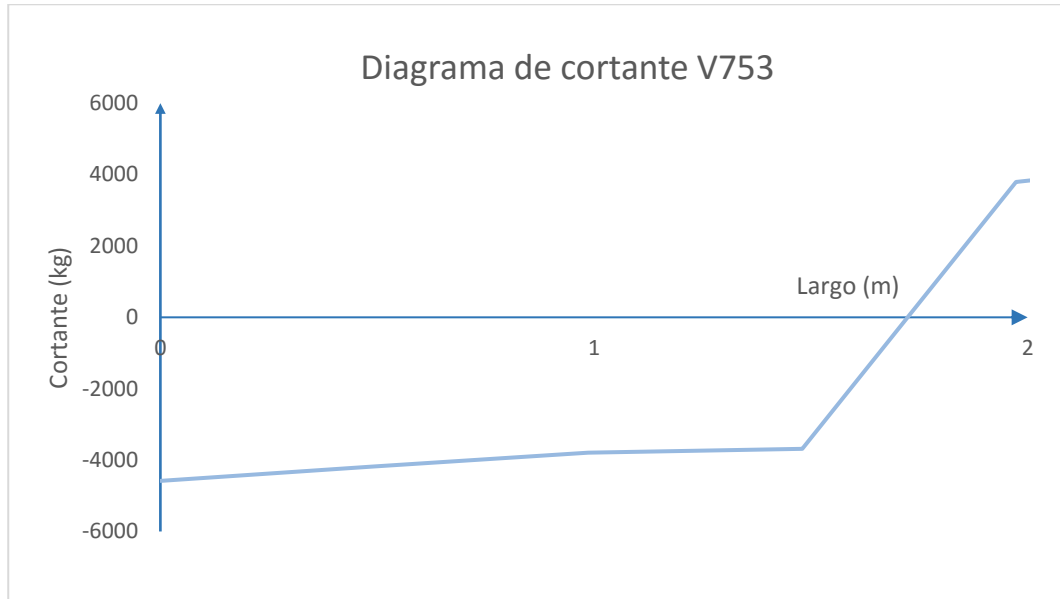
- V751



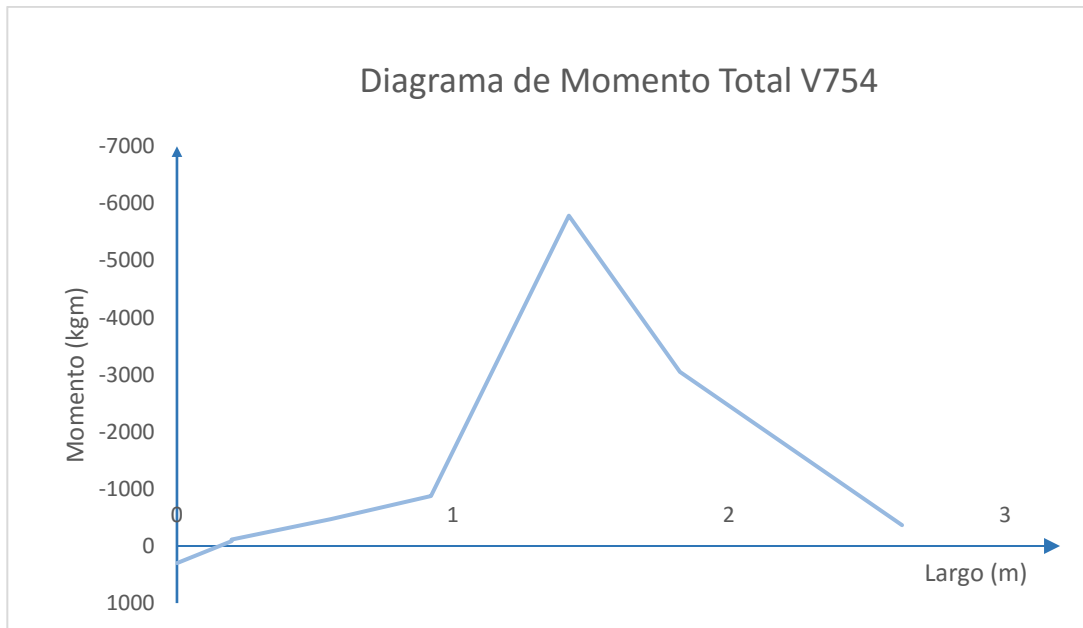
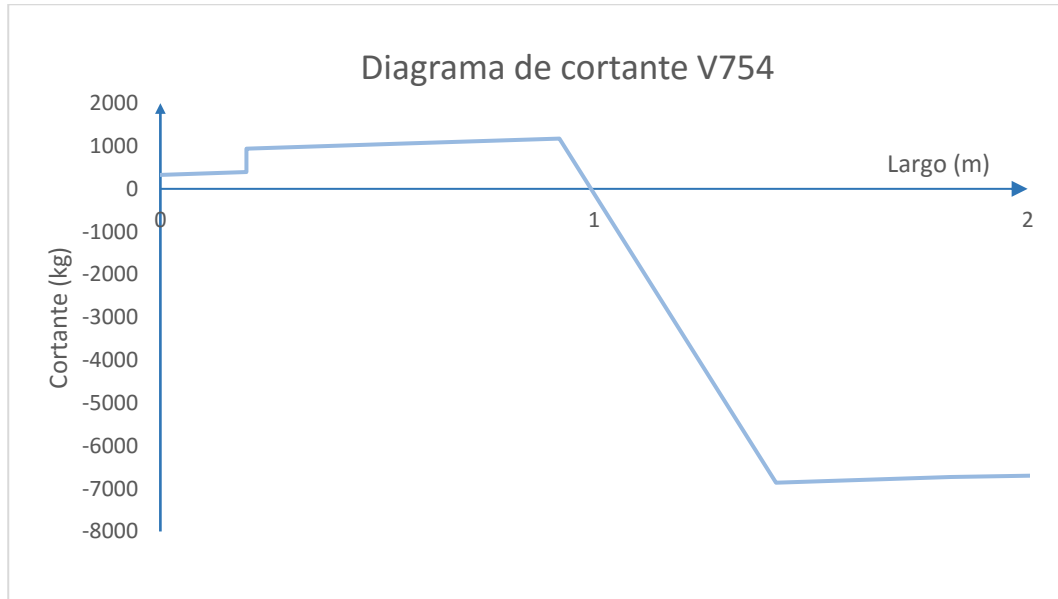
- V752



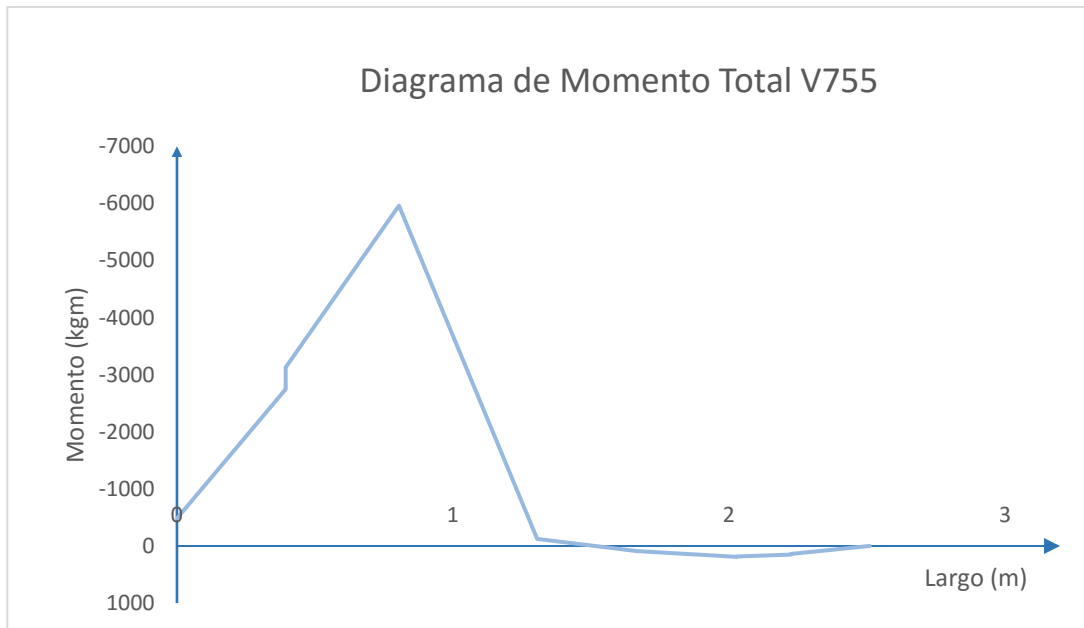
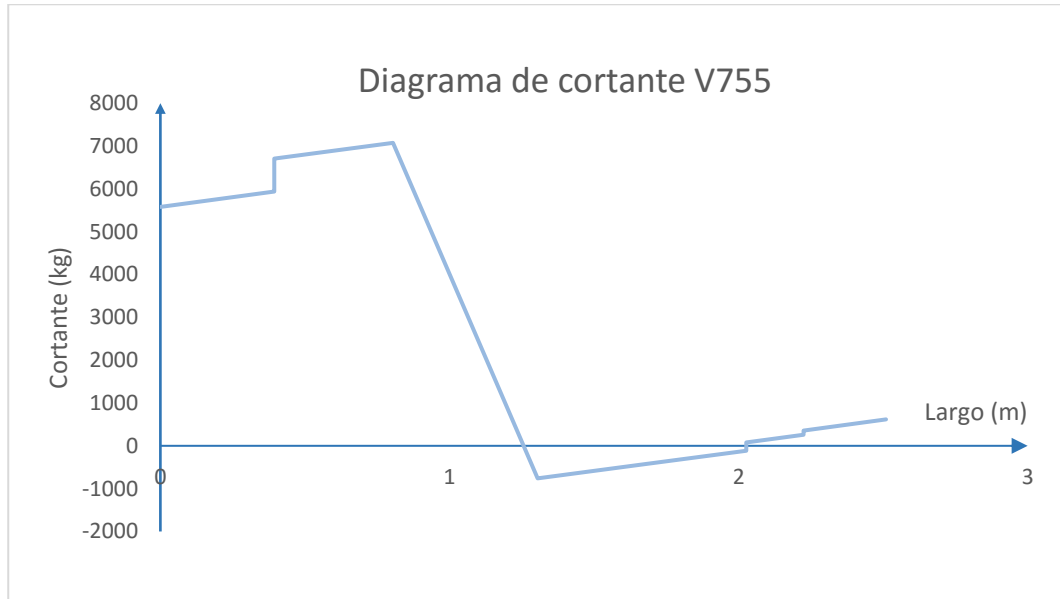
- V753



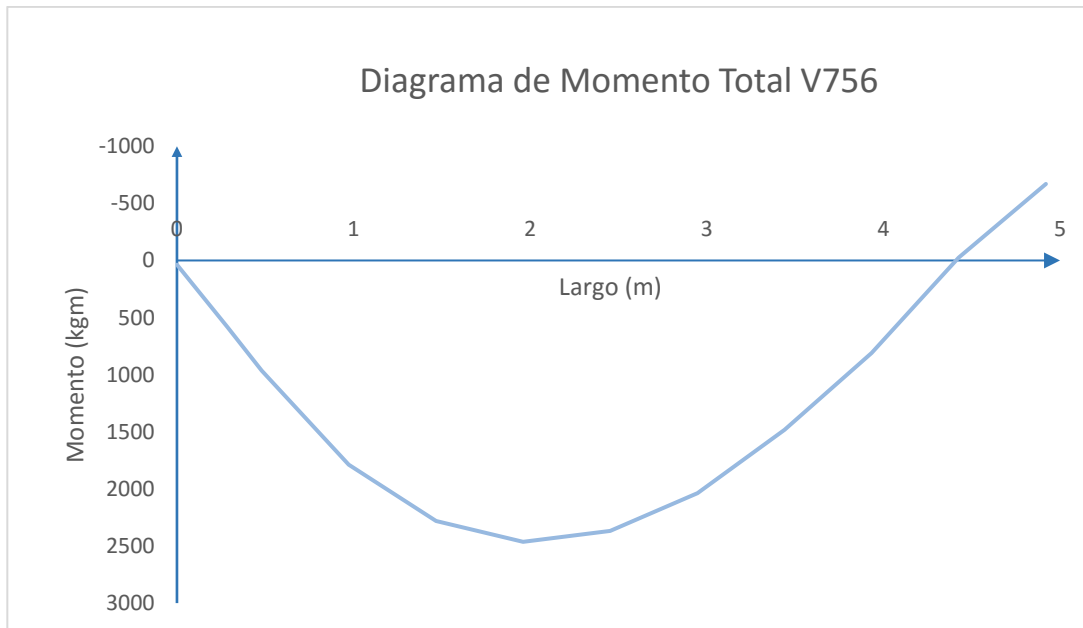
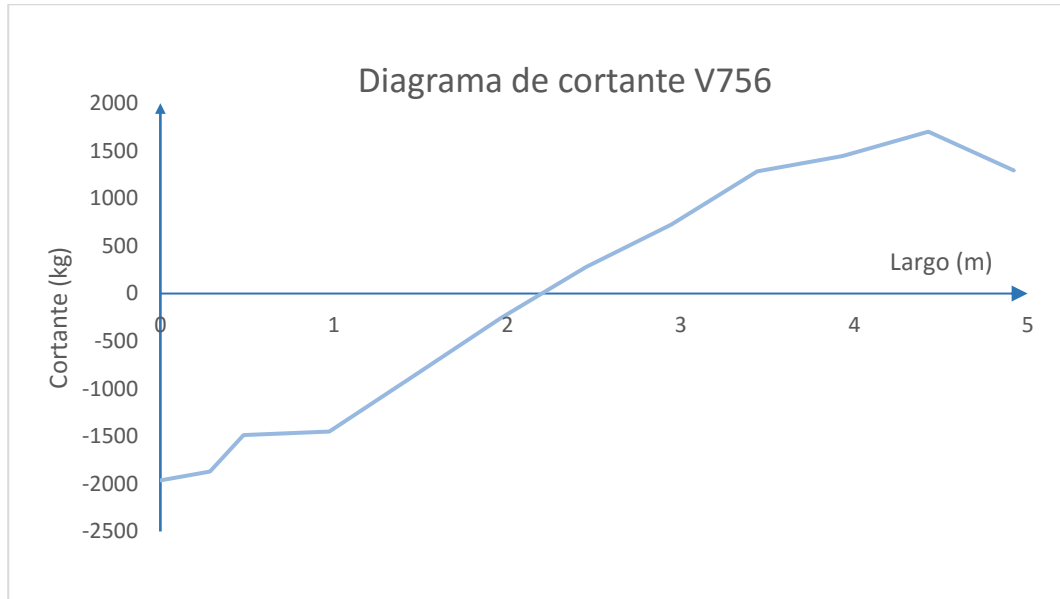
- V754



- V755



- V756



- V757

