



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos,
Canales y Puertos

Diseño y cálculo estructural de un paso superior sobre la V-
21, en El Puig (Valencia)

Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

AUTOR/A: Gil Romero, Mario

Tutor/a: López Desfilis, Vicente José

CURSO ACADÉMICO: 2021/2022



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ETS INGENIERÍA DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

TRABAJO DE FIN DE MÁSTER

Diseño y cálculo estructural de un paso superior sobre la V-21,
en El Puig (Valencia)

Presentado por

Gil Romero, Mario

Para la obtención del

MÁSTER UNIVERSITARIO EN INGENIERÍA DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

Curso: 2021/2022

Fecha: 05/09/2022

Tutor: Vicente José López Desfilis





ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN	7
1.1	GEOMETRÍA DEL PROBLEMA.....	7
1.2	ACCIONES	9
1.2.1	ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE (G)	9
1.2.1.1	PESO PROPIO.....	10
1.2.1.2	CARGAS MUERTAS	10
1.2.1.2.1	PAVIMENTO	10
1.2.1.2.2	PRETIL DE HORMIGÓN	11
1.2.1.2.3	BARANDILLA.....	11
1.2.1.2.4	TUBERÍAS Y OTROS ELEMENTOS.....	12
1.2.2	ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE (G').....	12
1.2.3	ACCIONES VARIABLES (Q).....	13
1.2.3.1	SOBRECARGA DE USO.....	13
1.2.3.2	OTRAS ACCIONES.....	16
1.2.4	ACCIONES ACCIDENTALES.....	16
1.3	COMBINACIÓN DE ACCIONES.....	16
2	PREDIMENSIONAMIENTO	20
2.1	ACCIONES PROBLEMA REAL	20
2.2	ACCIONES SOBRE VIGA PARA PREDIMENSIONAMIENTO	21
2.2.1	PESO PROPIO DEL ACERO	22
2.2.2	PESO PROPIO DEL HORMIGÓN.....	22
2.2.3	PESO PROPIO DEL PAVIMENTO.....	22
2.2.4	SOBRECARGA DE USO UNIFORME.....	23
2.2.5	SOBRECARGA DE USO PUNTUAL	23
2.2.6	RESUMEN ACCIONES SOBRE VIGA DE PREDIMENSIONAMIENTO	23
2.3	MOMENTOS PARA LA VIGA DE PREDIMENSIONAMIENTO	24
2.3.1	SECCIONES CRÍTICAS	27
2.3.2	MOMENTOS PESO PROPIO ACERO	28
2.3.2.1	VIGAS BIAPOYADAS.....	28
2.3.2.2	VANOS CONTINUOS.....	29
2.3.3	MOMENTOS PESO PROPIO HORMIGÓN.....	29
2.3.4	MOMENTOS PESO PROPIO PAVIMENTO.....	30
2.3.5	MOMENTOS SCU UNIFORME	31
2.3.6	MOMENTOS SCU PUNTUAL	31



2.3.7	RESUMEN DE MOMENTOS DE LAS DIFERENTES ACCIONES	32
2.3.8	MOMENTO TOTAL MÁXIMO Y MÍNIMO	33
2.4	ESFUERZOS OBTENIDOS CON SAP2000.....	35
2.4.1	ENVOLVENTE DE ACCIONES	35
2.4.2	MOMENTOS Y CORTANTES	37
2.4.3	COMPROBACIÓN FINAL.....	40
2.5	PREDIMENSIONAMIENTO DE LA SECCIÓN	41
2.5.1	ALTURA DE LA VIGA DE ACERO	41
2.5.2	ALA INFERIOR.....	41
2.5.3	ALA SUPERIOR	44
2.5.4	ALMA	46
2.5.5	GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN DE ACERO.....	48
2.5.6	NUEVA GEOMETRÍA.....	49
2.5.6.1	ALA INFERIOR.....	49
2.5.6.2	ALA SUPERIOR.....	50
2.5.6.3	ALMA.....	52
2.5.6.4	GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN DEFINITIVA.....	53
2.5.7	ARMADURA LONGITUDINAL NECESARIA	53
3	PROCESO CONSTRUCTIVO.....	55
4	ANCHOS EFICACES	57
5	ARMADURA LONGITUDINAL	68
5.1	RECUBRIMIENTOS DE LA ARMADURA.....	70
6	CONECTOR.....	71
6.1	ESFUERZO RASANTE DE UN PERNO.....	71
6.2	DIMENSIONAMIENTO DE LA CONEXIÓN POR EL MÉTODO PLÁSTICO .	72
6.3	DISPOSICIÓN CONSTRUCTIVA	73
7	ARMADURA TRANSVERSAL	75
8	CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL	79
8.1	ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO.....	79
8.2	ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS	82
8.2.1	MOMENTOS POSITIVOS	84
8.2.2	MOMENTOS NEGATIVOS.....	86
9	TENSIONES EN ELS.....	89
10	COMPROBACIONES	92
10.1	ESTADOS LÍMITES ÚLTIMO.....	92



10.1.1	ROTURA POR FLEXIÓN POSITIVA	92
10.1.2	ROTURA POR CORTANTE	93
10.1.3	ROTURA POR FLEXIÓN NEGATIVA	93
10.2	ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO	94
10.2.1	PLASTIFICACIONES LOCALES	94
10.2.2	FISURACIÓN DEL HORMIGÓN POR TRACCIÓN	100
10.2.3	DEFORMACIONES DE LA ESTRUCTURA	102
10.2.4	VIBRACIONES DE LA ESTRUCTURA	103
10.2.5	DEFORMACIONES DEL ALMA	105
10.2.5.1	VERIFICACIÓN TENSIONAL	106
10.2.5.2	VERIFICACIÓN DE ESBELTEZ	113
11	MEDICIONES	114
12	PLAN DE OBRA	117
13	CONCLUSIONES	120
14	REFERENCIAS	121
15	PLANOS	122



ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1 UBICACIÓN DEL TABLERO	7
FIGURA 2 SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TABLERO	8
FIGURA 3 SECCIÓN LONGITUDINAL	8
FIGURA 4 SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA VIGA	9
FIGURA 5 PESOS ESPECÍFICOS DE ALGUNOS MATERIALES	10
FIGURA 6 PRETEL DE HORMIGÓN PH PJ6/1-10ª	11
FIGURA 7 BARANDILLA S3	12
FIGURA 8 DEFINICIÓN DE LOS CARRILES VIRTUALES	13
FIGURA 9 EJEMPLO DE DISTRIBUCIÓN DE CARRILES VIRTUALES	14
FIGURA 10 VALOR CARACTERÍSTICO DE LA SOBRECARGA DE USO	14
FIGURA 11 DISTRIBUCIÓN DE VEHÍCULO PESADO Y SOBRECARGA UNIFORME	15
FIGURA 12 GRUPOS DE CARGA DE TRÁFICO	16
FIGURA 13 COMBINACIÓN DE ACCIONES ELU	17
FIGURA 14 COMBINACIÓN DE ACCIONES ELS	18
FIGURA 15 COEFICIENTES PARCIALES	18
FIGURA 16 FACTORES DE SIMULTANEIDAD	19
FIGURA 17 ACCIONES DEL PROBLEMA REAL-SECCIÓN TRANSVERSAL	20
FIGURA 18 ACCIONES SOBRE VIGA PARA PREDIMENSIONAMIENTO	22
FIGURA 19 SECCIÓN LONGITUDINAL CON ACCIONES PARA PREDIMENSIONAMIENTO	24
FIGURA 20 ESFUERZOS VIGA SIMPLE APOYADA	25
FIGURA 21 ESFUERZOS 2 VANOS CARGADOS	25
FIGURA 22 ESFUERZOS 1 VANO CARGADO	26
FIGURA 23 ESFUERZOS CARGA PUNTUAL	26
FIGURA 24 MOMENTOS ASOCIADOS AL PESO PROPIO DEL ACERO-2 VIGAS BIAPOYADAS	28
FIGURA 25 MOMENTOS ASOCIADOS AL PESO PROPIO DEL ACERO-2 VANOS CONTINUOS	29
FIGURA 26 MOMENTOS ASOCIADOS AL PESO PROPIO DEL HORMIGÓN	29
FIGURA 27 ACCIONES DE LAS ENVOLVENTES	36
FIGURA 28 TIPO Y CONJUNTO DE ENVOLVENTES	37
FIGURA 29 ENVOLVENTE COMBINACIÓN PÉSIMA-MOMENTOS	37
FIGURA 30 ENVOLVENTE COMBINACIÓN PÉSIMA-CORTANTES	38
FIGURA 31 MOMENTO MÁXIMO-COMBINACIÓN PÉSIMA	39
FIGURA 32 MOMENTO MÍNIMO Y CORTANTE MÁXIMO-COMBINACIÓN PÉSIMA	39
FIGURA 33 CORTANTE MÍNIMO-COMBINACIÓN PÉSIMA	40
FIGURA 34 MODELO TRIDIMENSIONAL CON SAP 2000	40
FIGURA 35 MOMENTO NEGATIVO DESCOMPUESTO COMO UN PAR DE FUERZAS EN LA SECCIÓN DE ACERO Y HORMIGÓN DE CANTO 1,50 METROS	42
FIGURA 36 CLASIFICACIÓN DE LAS ALAS COMPRIMIDAS	43
FIGURA 37 VIGA SOMETIDA A PESO PROPIO DEL ACERO Y DEL HORMIGÓN	44
FIGURA 38 MOMENTOS ASOCIADOS AL PESO PROPIO DEL ACERO Y DEL HORMIGÓN	44
FIGURA 39 MOMENTO NEGATIVO DESCOMPUESTO COMO UN PAR DE FUERZAS EN LA SECCIÓN DE ACERO DE CANTO 1,25 METROS	45
FIGURA 40 RELACIÓN CANTO-ESPESOR DEL ALMA	47
FIGURA 41 CORATANE DE CÁLCULO QUE ABOLLA EL ALMA	47
FIGURA 42 GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN	48
FIGURA 43 MOMENTO NEGATIVO DESCOMPUESTO COMO UN PAR DE FUERZAS EN LA SECCIÓN DE ACERO Y HORMIGÓN DE CANTO 1,75 METROS	49
FIGURA 44 MOMENTO NEGATIVO DESCOMPUESTO COMO UN PAR DE FUERZAS EN LA SECCIÓN DE ACERO DE CANTO 1,50 METROS	51
FIGURA 45 GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN DEFINITIVA	53
FIGURA 46 ANCHURAS DE LAS ALAS A CONSIDERAR EN DIFERENTES COMPROBACIONES	57
FIGURA 47 ANCHURA EFICAZ PARA VIGAS O CAJONES SIN RIGIDIZADORES LONGITUDINALES	58



FIGURA 48 COEFICIENTE ψ_{el} , 1 CASO 1.....	58
FIGURA 49 COEFICIENTE ψ_{el} , 2 CASO 2.....	59
FIGURA 50 COEFICIENTE ψ_{el} , 4 CASO 4.....	59
FIGURA 51 DISTRIBUCIÓN DE ANCHURA EFICACES	59
FIGURA 52 DETERMINACIÓN APROXIMADA DE LONGITUDES EFICACES	60
FIGURA 53 LONGITUDES EFICACES (SIMÉTRICO).....	60
FIGURA 54 DISTRIBUCIÓN DE ANCHURAS EFICACES (SIMÉTRICO).....	61
FIGURA 55 ANCHOS EFICACES PARA ELS	62
FIGURA 56 ANCHOS EFICACES PARA ELU	62
FIGURA 57 ANCHOS EFICACES REALES	63
FIGURA 58 ANCHOS EFICACES LINEALES HORIZONTALES.....	65
FIGURA 59 ANCHOS EFICACES ADAPTADO 1	66
FIGURA 60 ANCHOS EFICACES ADAPTADO 2	67
FIGURA 61 DSITRIBUCIÓN ARMADRUAS EN SECCIÓN DEL PUENTE	70
FIGURA 62 RECUBRIMIENTO NOMINAL Y SEPARACIÓN ENTRE ARMADURA SUPERIOR E INFERIOR.....	70
FIGURA 63 ESFUERZO RASANTE ÚLTIMO	71
FIGURA 64 DIMENSIONES DE UN PERNO	71
FIGURA 65 EQUILIBRIO DE FUERZAS EN TRAMO DE LOSA	72
FIGURA 66 EXIGENCIAS CONSTRUCTIVAS DE LOS CONECTADORES.....	73
FIGURA 67 DIMENSIONES DEL PERNO.....	74
FIGURA 68 SUPERFICIES DE CORTE.....	76
FIGURA 69 SECCIÓN IDEAL DE ACERO	79
FIGURA 70 SECCIÓN IDEAL DE ACERO-PARÁMETROS	80
FIGURA 71 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS CASO 1	81
FIGURA 72 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS CASO 2.....	82
FIGURA 73 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS CASO 4.....	82
FIGURA 74 CLASIFICACIÓN PARA ALAS.....	83
FIGURA 75 CLASIFICACIÓN PARA ALMAS	83
FIGURA 76 MOMENTO POSITIVO SOBRE SECCIÓN ELU.....	84
FIGURA 77 FNP MOMENTO POSITIVO	85
FIGURA 78 MOMENTO NEGATIVO SOBRE SECCIÓN ELU.....	86
FIGURA 79 FNP MOMENTO NEGATIVO	87
FIGURA 80 FNE MOMENTO NEGATIVO	88
FIGURA 81 RETRACCIÓN Y DIFERENCIA DE TEMPERATURA	89
FIGURA 82 TENSIONES ELS	90
FIGURA 83 TENSIONES ELS	91
FIGURA 84 CÁLCULO DEL MOMENTO DE ROTURA POSITIVO.....	92
FIGURA 85 TENSIÓN MÁXIMA EN ARMADURAS	101
FIGURA 86 DISTANCIA MÁXIMA ENTRE BARRAS.....	102
FIGURA 87 VARIACIÓN DE FLECHA MÁXIMA.....	102
FIGURA 88 LIMITACIÓN DE FLECHA.....	105
FIGURA 89 DIAGRAMA DE GANTT	117
FIGURA 90 CALENDARIO SEPTIEMBRE.....	118
FIGURA 91 CALENDARIO OCTUBRE	118
FIGURA 92 CALENDARIO NOVIEMBRE.....	118
FIGURA 93 CALENDARIO DICIEMBRE.....	119



ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1 MOMENTOS PESO PROPIO ACERO BIAPOYADO-SECCIONES DESFAVORABLES	28
TABLA 2 MOMENTOS PESO PROPIO ACERO 2 VANOS CONTINUOS-SECCIONES DESFAVORABLES.....	29
TABLA 3 MOMENTOS PESO PROPIO HORMIGÓN-SECCIONES DESFAVORABLES	30
TABLA 4 MOMENTOS ASOCIADOS AL PESO PROPIO DEL PAVIMENTO (INFERIOR Y SUPERIOR).....	30
TABLA 5 MOMENTOS ASOCIADOS A LA SCU UNIFORME APLICADA SOBRE 1 Y 2 VANOS.....	31
TABLA 6 MOMENTOS SCU PUNTUAL PARA DIFERENTES PUNTOS DE APLICACIÓN DE LA FUERZA.....	32
TABLA 7 MOMENTOS PESOS PROPIOS	33
TABLA 8 MOMENTOS SOBRECARGA DE USO UNIFORME.....	33
TABLA 9 MOMENTOS SOBRECARGA DE USO PUNTUAL	33
TABLA 10 MOMENTOS TOTAL MÁXIMO POSITIVO	34
TABLA 11 MOMENTO TOTAL MÍNIMO NEGATIVO	35
TABLA 12 VALORES MÁXIMOS Y MÍNIMOS DE LAS ACCIONES.....	38
TABLA 13 VALORES MÁXIMOS Y MÍNIMOS DE LA COMBINACIÓN PÉSIMA	38
TABLA 14 VALORES MÁXIMOS Y MÍNIMOS Y CONCOMITANTES.....	38
TABLA 15 MOMENTOS PESO PROPIO ACERO Y HORMIGÓN-SECCIONES DESFAVORABLES.....	44
TABLA 16 FASES DEL PROCESO CONSTRUCTIVO	55
TABLA 17 ARMADURA LONGITUDINAL EN CADA SECCIÓN EFICAZ	68
TABLA 18 DISTRIBUCIÓN DE ARMADURAS LONGITUDINALES.....	69
TABLA 19 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL PERFIL METÁLICO	79
TABLA 20 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS CASO 1.....	80
TABLA 21 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS CASO 2.....	80
TABLA 22 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS CASO 4.....	81
TABLA 23 CÁLCULO DE FNE	88
TABLA 24 TENSIONES PARA ELU MOMENTO NEGATIVO.....	94
TABLA 25 MEDICIONES OBRA	114
TABLA 26 PLAN DE OBRA	117

1 INTRODUCCIÓN

Se ha diseñado un paso superior sobre una autovía que se encuentra en funcionamiento y cercana a Valencia. Los datos de partida de los que se dispone son los siguientes:

- Luces de cálculo (planta recta): 30 + 30 m, continuo. Apoyo en mediana de la autovía.
- Sección transversal: barandilla 0.20 m, acera 1.00 m, pretil de hormigón PH PJ6/1-10a 0.50 m, arcén 1.00 m, 2 carriles 2 x 3.50 m, arcén 1.00 m, pretil de hormigón PH PJ6/1-10a 0.50 m, acera 1.00 m, barandilla 0.20 m, lo que da un ancho total del tablero de 12.4 m.
- Tablero resuelto con estructura mixta, formado por cuatro vigas de acero, de alma llena, de sección transversal en doble T asimétrica, de dimensiones a definir, y losa de hormigón, de espesor a definir, igualmente.
- El espesor de proyecto del pavimento en calzada, incluida la capa de impermeabilización, es de 70 mm, pudiéndose suponer, simplificada, el mismo espesor para las aceras y que no hay bombeo (o, lo que es lo mismo, que se da con la losa de hormigón y no con el pavimento).
- Se adopta un coeficiente de dilatación térmica común al hormigón y al acero de valor $1.1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.
- Se admite una apertura máxima de fisuras en el hormigón de 0.3 mm.

La ubicación del tablero se muestra en la FIGURA 1 y donde se observa el paso sobre la V-21 por El Puig.



FIGURA 1 UBICACIÓN DEL TABLERO. FUENTE: GOOGLE MAPS

1.1 GEOMETRÍA DEL PROBLEMA

Se opta por colocar las cuatro vigas del tablero de forma equidistante siendo la separación entre vigas de 3,10 metros y teniéndose un voladizo en cada extremo de 1,55 metros. En la FIGURA 2 se puede ver la sección transversal del tablero con los usos de cada parte de este (barandillas, aceras, pretils, arcenes y carriles).

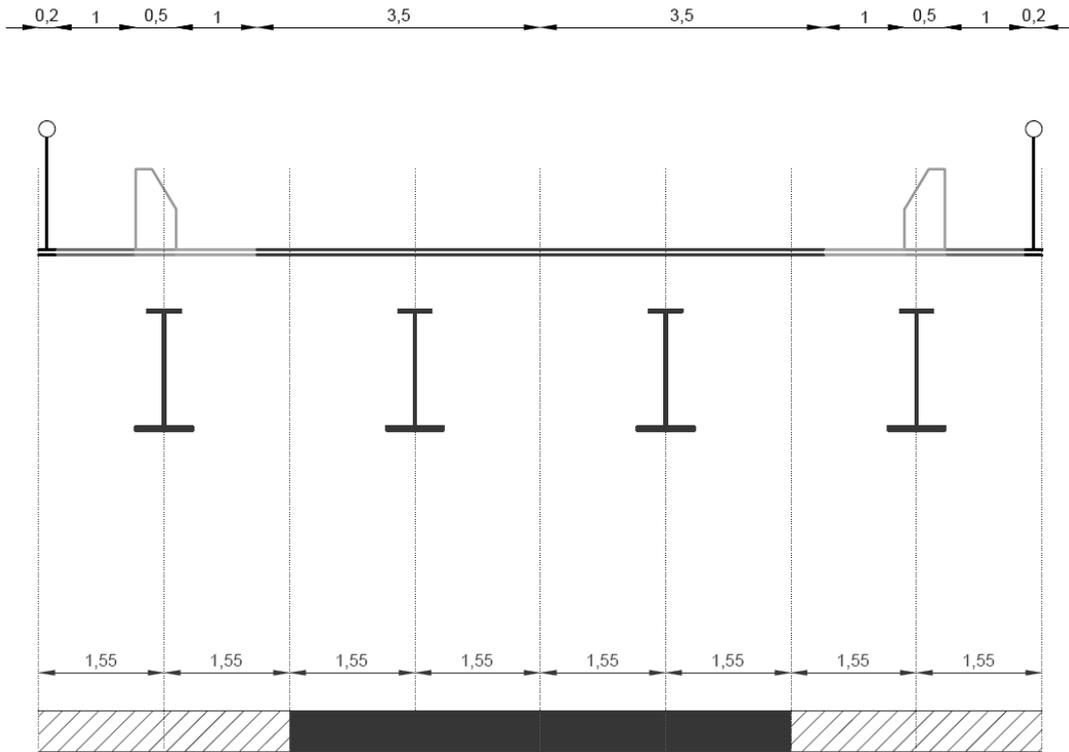


FIGURA 2 SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TABLERO

En la FIGURA 3 se muestra la sección longitudinal del puente donde se puede ver la viga continua con los dos vanos de 30 m de longitud.

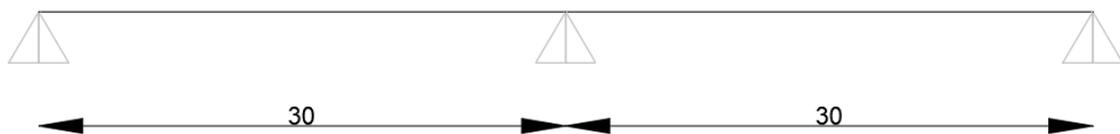


FIGURA 3 SECCIÓN LONGITUDINAL

Finalmente, en la FIGURA 4 se indica los ejes principales en la sección transversal de la viga de acero siendo el eje Z el de simetría y el eje débil por tener una inercia menor que el eje Y. El plano que forman los ejes Y y Z es lo que se denomina plano o sección transversal y el plano que forman los ejes X y Z es lo que se llama plano o sección longitudinal.

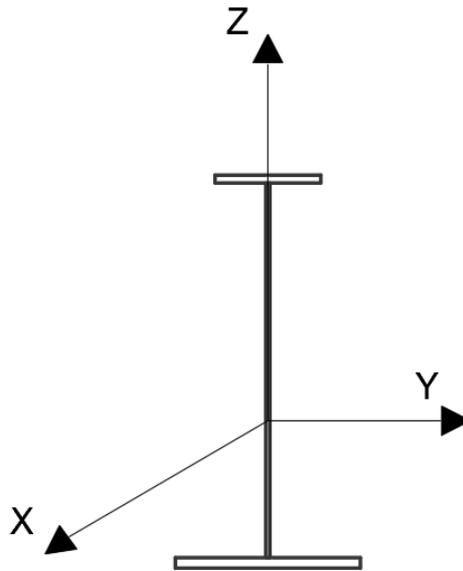


FIGURA 4 SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA VIGA

1.2 ACCIONES

Para el desarrollo de este apartado se sigue la “IAP-11 Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera”. El puente a desarrollar es objeto de esta Instrucción como la misma indica:

“Esta Instrucción tiene por objeto la determinación de las acciones, los coeficientes de ponderación y las combinaciones de acciones que deben tenerse en cuenta en el proyecto de puentes y otras estructuras de la red de carreteras del Estado (RCE). Además, se incluyen algunos criterios funcionales que deben cumplir los puentes, con independencia de los materiales que los constituyen.”

La Instrucción, según la variación en el tiempo, clasifica las acciones como:

- Acciones permanentes de valor constante (G).
- Acciones permanentes de valor no constante (G’).
- Acciones variables (Q).
- Acciones accidentales (A).

Este apartado se desarrolla en función de esta clasificación, indicando las acciones que se deben considerar en cada tipo de acción.

1.2.1 ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE (G)

Las cargas permanentes de valor constante son producidas por el peso de los distintos elementos que forman el puente. A efectos de aplicación de la Instrucción se clasifican en **peso propio** y **cargas muertas**.

El valor característico se obtendrá teniendo en cuenta las dimensiones de los elementos y sus pesos específicos. Se tomarán para los materiales de construcción más usuales los pesos específicos de la FIGURA 5.

TABLA 3.1-a PESOS ESPECÍFICOS DE DIVERSOS MATERIALES [kN/m³]

Fundición	72,5
Acero	78,5
Aluminio	27,0
Madera seca	6,0 a 9,0
Madera húmeda	10,5
Hormigón en masa	23,0 a 24,0
Hormigón armado y pretensado	25,0
Elementos de basalto, pórfidos y ofitas	31,0
Elementos de granito o caliza	30,0
Materiales granulares y rellenos (zahorras, gravas y arenas)	20,0
Pavimentos de mezcla bituminosa	23,0
Material elastomérico	15,0
Poliestireno expandido	0,3
Vidrio	25,0

FIGURA 5 PESOS ESPECÍFICOS DE ALGUNOS MATERIALES. FUENTE: IAP-11

De la FIGURA 5 nos interesan, por los materiales utilizados, los pesos específicos del acero y del hormigón:

$$\gamma_{\text{acero}} = 78,5 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{hormigón}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

No se calcula el peso de las vigas de acero ni de la losa de hormigón porque no se conocen las geometrías y materiales de estos y se deben predimensionar primero.

1.2.1.1 PESO PROPIO

Esta acción corresponde al peso de los elementos estructurales y el valor característico se encuentra en la FIGURA 5. La IAP-11 indica que se tenga en cuenta para el hormigón el tipo de árido empleado y la cuantía de acero dispuesta para hormigón armado y pretensado. También que se debe considerar todos los elementos proyectados, como riostras, costillas, tacones de anclaje, mamparos, etc., en el caso de puentes de hormigón, o diafragmas, rigidizadores, costillas, etc., en el caso de puentes de acero o mixtos.

1.2.1.2 CARGAS MUERTAS

Estas acciones corresponden a los elementos no estructurales que gravitan sobre los estructurales, tales como: pavimento de calzada y aceras, elementos de contención, dotaciones viales y de la propia estructura, conductos de servicios, etc.

1.2.1.2.1 PAVIMENTO

Se indica en la IAP-11 que el espesor del pavimento bituminoso sobre el tablero, incluida la preceptiva capa de impermeabilización y la eventual capa de regularización, no será

en ningún caso superior a diez centímetros (10 cm). En el puente se tiene un espesor de pavimento de 7 cm cumpliendo con esta indicación.

Para la determinación del valor característico de esta acción se usa el peso específico indicado en la FIGURA 5, $\gamma_{pav} = 23 \text{ kN/m}^3$.

Se deben considerar dos valores extremos a efectos del cálculo:

- Valor inferior ($G_{k,inf}$), determinado con los espesores teóricos definidos en el proyecto.
- Valor superior ($G_{k,sup}$), obtenido incrementando un cincuenta por ciento (50%) los espesores teóricos definidos en el proyecto.

1.2.1.2.2 PRETIL DE HORMIGÓN

El pretil que se tiene es de hormigón y del tipo PH PJ6/1-10a el cual corresponde a un pretil como el de la FIGURA 6 preparado para la contención de vehículos. Según el prontuario de ADYMAR este pretil tiene una masa de 760 kg/m. Suponiendo la gravedad como 10 m/s^2 , el pretil tiene un peso propio de 7600 N/m, es decir, 7,6 kN/m.

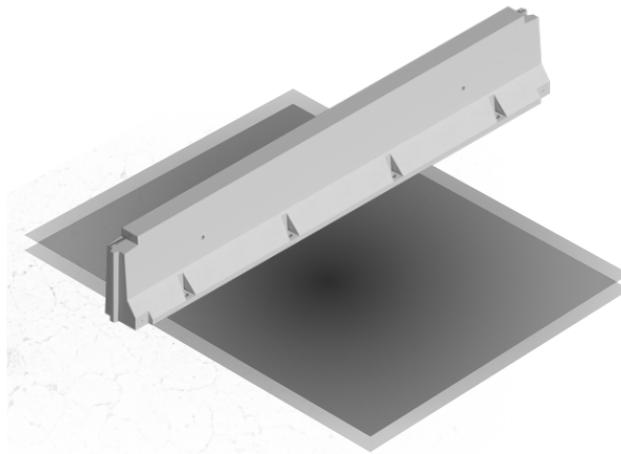


FIGURA 6 PRETIL DE HORMIGÓN PH PJ6/1-10ª. FUENTE: ADYMAR

1.2.1.2.3 BARANDILLA

La barandilla que se va a colocar se ha elegido del catálogo de “Metalesa” y es la Barandilla S3 que se muestra en la FIGURA 7. Es un sistema de contención para peatones que garantiza la seguridad de los mismos en la acera sobre el tablero. No asegura la contención de los vehículos, pero no es necesario en este caso ya que se disponen previamente los pretiles de hormigón que sí tienen esta función.

Según el catálogo de Metalesa, a efectos de cálculo se considerará que esta tiene una masa de 35 kg/m. Suponiendo la gravedad como 10 m/s^2 , la barandilla tiene un peso propio de 350 N/m, es decir, 0,35 kN/m.

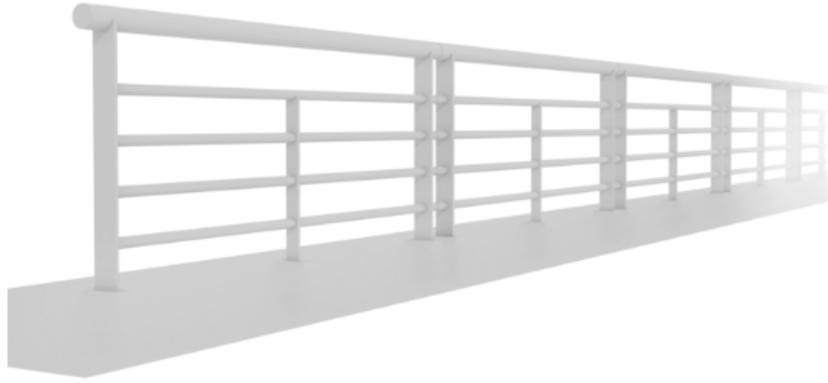


FIGURA 7 BARANDILLA S3. FUENTE: METALESA

Como información técnica, se indica que la altura puede ser de 1100, 1300 y 1500 mm, que la distancia entre postes es de 2500 mm, el material es acero y el elemento de apoyo son placas de anclaje. Otras características son:

- Barandilla con barrotes horizontales.
- Ensamblaje de sus elementos en obra. Unión machiembrada que garantiza su continuidad lineal.
- En el diseño se contemplan las juntas de dilatación.
- Fabricación especial para tramos curvos y con pendiente.
- Posibilidad de fabricación en cualquier longitud de módulos.

Permite dos tipos de instalación descritas a continuación.

- Fijación a la estructura mediante soldadura a placa previamente embebida en el hormigón.
- Fijación a la estructura mediante placa base atornillada con pernos mecánicos o químicos según la norma EN 85-239-91 «Barandillas. Características de los anclajes, condiciones de suministro e instalación en obra».

El tratamiento superficial realizado es:

- Galvanizado: Tratamiento anticorrosión galvanizado en caliente por inmersión según norma EN 1461.
- Termolacado: Protección mediante pintura de poliéster en polvo, aplicando el proceso QUALISTEELCOAT basado en la norma EN12944 según color RAL solicitado.

1.2.1.2.4 TUBERÍAS Y OTROS ELEMENTOS

No se han considerado en el cálculo instalaciones como tuberías u otros servicios similares soportados por el puente.

1.2.2 ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE (G')

Como acciones permanentes de valor no constante no se tiene ninguna acción en el puente que se estudie pues estas no están presentes o se pueden despreciar. Estas acciones podrían ser producidas por:

- Pretensado.
- Empuje del terreno.
- Asientos del terreno de cimentación.
- Rozamiento de apoyos deslizantes.

1.2.3 ACCIONES VARIABLES (Q)

1.2.3.1 SOBRECARGA DE USO

En este apartado, la IAP-11 indica que se deben definir carriles virtuales, para ello se calcula la anchura de plataforma con la definición de plataforma de la Instrucción:

“superficie apta para el tráfico rodado (incluyendo, por tanto, todos los carriles de circulación, arcenes, bandas de rodadura y marcas viales) situada a nivel de calzada y comprendida entre los bordillos de las aceras laterales del tablero —si éstas existen— cuando tengan más de 150 mm de altura, o entre caras interiores de los pretilos del tablero, para el resto de los casos.”

Se tiene la anchura de la plataforma (w) como la suma de los carriles más los arcenes ya que es la superficie que queda entre los pretilos:

$$w = 1 + 3,5 + 3,5 + 1 = 9 \text{ m}$$

Esta anchura de la plataforma se divide en un número de carriles virtuales según la FIGURA 8.

TABLA 4.1-a DEFINICIÓN DE LOS CARRILES VIRTUALES

ANCHURA DE LA PLATAFORMA (w)	NÚMERO DE CARRILES VIRTUALES (n_l)	ANCHURA DEL CARRIL VIRTUAL (w_l)	ANCHURA DEL ÁREA REMANENTE
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$w \geq 6 \text{ m}$	$n_l = \text{ent} \left(\frac{w}{3} \right)$	3 m	$w - 3n_l$

FIGURA 8 DEFINICIÓN DE LOS CARRILES VIRTUALES. FUENTE: IAP-11

Con esto se tienen 3 carriles virtuales con una anchura de 3 m cada uno y sin área remanente. Se considera que la mediana que separa los dos sentidos de circulación se puede rebasar y por tanto se trata toda la plataforma del puente, incluida la mediana, como un único elemento.

La numeración y ubicación de cada carril virtual se establece considerando cargados los carriles que sean desfavorables para el efecto de estudio. El carril que genere el efecto más desfavorable se denominará carril 1, el segundo más desfavorable se denominará carril 2, y así sucesivamente. De esta manera, en función del carril que genere los efectos más desfavorables se le asignará carril 1 ya que tiene las mayores cargas como se expone posteriormente.

La anchura de la plataforma quedará dividida similarmente a lo que se muestra en la FIGURA 9 a modo de ejemplo.

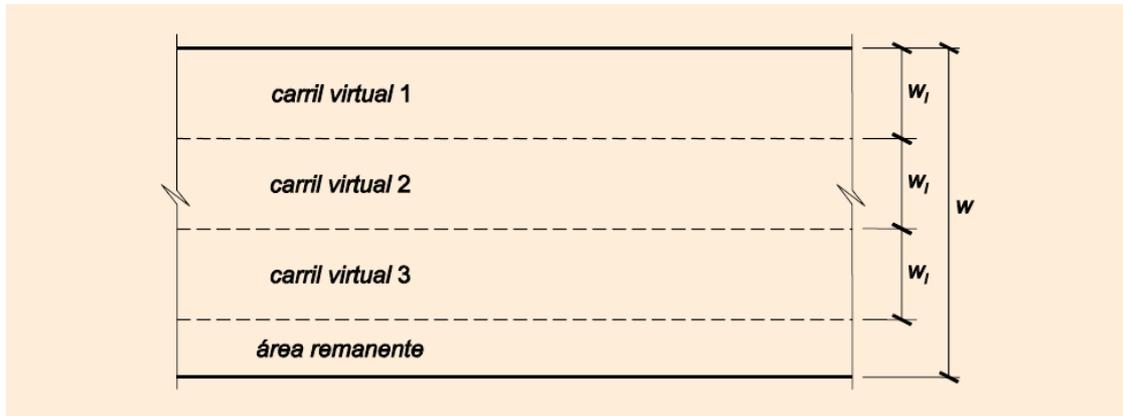


FIGURA 4.1-a EJEMPLO GENÉRICO DE DISTRIBUCIÓN DE CARRILES VIRTUALES

FIGURA 9 EJEMPLO DE DISTRIBUCIÓN DE CARRILES VIRTUALES. FUENTE: IAP-11

En cuanto a las **cargas verticales debidas al tráfico de vehículos**, se considera la acción simultánea de uno o más vehículos pesados (según el número de carriles, pero sólo uno por carril) y una sobrecarga uniforme. Los valores vienen definidos en la FIGURA 10 y se distribuyen como se indica en la FIGURA 11.

La sobrecarga uniforme se extenderá, longitudinal y transversalmente, a todas las zonas donde su efecto resulte desfavorable para el elemento en estudio, incluso en aquellas ya ocupadas por algún vehículo pesado. Es decir, esta sobrecarga se puede extender por los vanos de cualquier manera (un solo vano cargado, los dos vanos, un vano y medio del otro, etc.).

TABLA 4.1-b VALOR CARACTERÍSTICO DE LA SOBRECARGA DE USO

SITUACIÓN	VEHÍCULO PESADO $2Q_{ik}$ [kN]	SOBRECARGA UNIFORME q_{ik} (ó q_{rk}) [kN/m ²]
Carril virtual 1	2 · 300	9,0
Carril virtual 2	2 · 200	2,5
Carril virtual 3	2 · 100	2,5
Otros carriles virtuales	0	2,5
Área remanente (q_{rk})	0	2,5

FIGURA 10 VALOR CARACTERÍSTICO DE LA SOBRECARGA DE USO. FUENTE: IAP-11

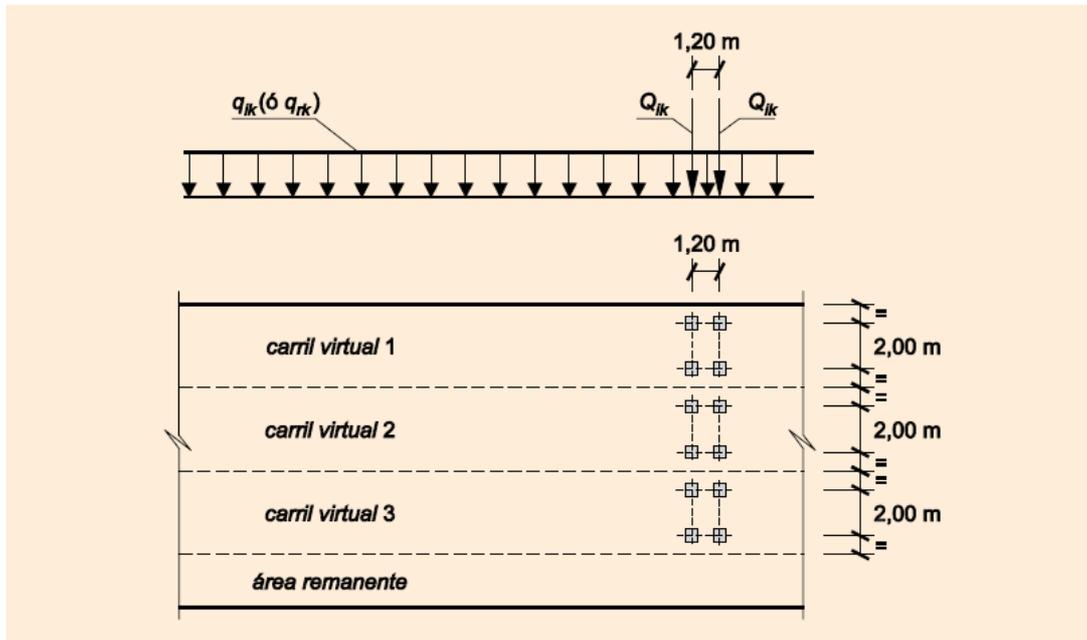


FIGURA 4.1-b DISTRIBUCIÓN DE VEHÍCULOS PESADOS Y SOBRECARGA UNIFORME

FIGURA 11 DISTRIBUCIÓN DE VEHÍCULO PESADO Y SOBRECARGA UNIFORME. FUENTE: IAP-11

En cuanto a las **cargas verticales en zonas de uso peatonal**, la IAP-11 indica:

“En las zonas de uso peatonal de los puentes (aceras, rampas y escaleras), se supondrá aplicada una sobrecarga uniforme de 5 kN/m² en las zonas más desfavorables, longitudinal y transversalmente, para el efecto en estudio.”

En cuanto a **fuerzas horizontales (frenado y arranque)**, se obtiene una fuerza horizontal aplicada al nivel de la superficie del pavimento expresada como:

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot 2Q_{1k} + 0,1 q_{1k} w_1 L$$

Siendo L la distancia entre juntas contiguas se tiene:

$$Q_{lk} = 0,6 \times 2 \times 300 + 0,1 \times 9 \times 3 \times 60 = 522 \text{ kN}$$

El valor de Q_{lk} está limitado superior e inferiormente según lo indicado a continuación:

$$180 \leq Q_{lk} \leq 900 \text{ kN}$$

No existen **fuerzas centrífugas y otras fuerzas transversales** debido a que la panta es recta y no curva.

Finalmente, se definen grupos de carga de tráfico para tener en cuenta la concomitancia de las distintas componentes de la sobrecarga de uso. Estos grupos son excluyentes entre sí y vienen definidos en la FIGURA 12.

TABLA 4.1-c GRUPOS DE CARGAS DE TRÁFICO. CONCOMITANCIA DE LAS DIFERENTES COMPONENTES DE LA SOBRECARGA DE USO

GRUPOS DE CARGAS ⁽¹⁾	PLATAFORMA					ACERAS
	CARGAS VERTICALES			FUERZAS HORIZONTALES		CARGAS VERTICALES
	VEHÍCULOS PESADOS	SOBRECARGA UNIFORME	AGLOMERACIÓN DE PERSONAS	FRENADO Y ARRANQUE	FUERZA CENTRIFUGA Y TRANSVERSAL	
gr 1 (Cargas verticales)	Valor característico (apartado 4.1.2.1)	Valor característico (apartado 4.1.2.1)	-	-	-	Valor reducido: 2,5 kN/m ²
gr 2 (Fuerzas horizontales)	Valor reducido ⁽²⁾ : $\psi_1 Q_k$	Valor reducido ⁽²⁾ : $\psi_1 q_{ik}$	-	Valor característico (apartado 4.1.3.1)	Valor característico (apartado 4.1.3.2)	-
gr 3 (Peatones)	-	-	-	-	-	Valor característico (apartado 4.1.2.2)
gr 4 (Aglomeraciones)	-	-	Valor característico (apartado 4.1.2.2)	-	-	Valor característico (apartado 4.1.2.2)

- (1) La denominación de los grupos de cargas hace referencia a la componente dominante del grupo
 (2) Se define como valor reducido el que corresponde al valor frecuente que figura en la *tabla 6.1-a*, es decir:
 $\psi_1 = 0,75$ para los vehículos pesados
 $\psi_1 = 0,40$ para la sobrecarga uniforme

FIGURA 12 GRUPOS DE CARGA DE TRÁFICO. FUENTE: IAP-11

1.2.3.2 OTRAS ACCIONES

Se definen más acciones en la IAP-11 que no son predominantes y no se consideran. Estas acciones son:

- Viento.
- Acción térmica.
- Nieve.
- Otras acciones variables.

1.2.4 ACCIONES ACCIDENTALES

Las acciones que se denominan accidentales son las de **impactos** y la **acción sísmica**. No se han considerado en el diseño del tablero.

1.3 COMBINACIÓN DE ACCIONES

La IAP-11 indica la forma en que se deben combinar todas estas acciones y los coeficientes de ponderación que le afecta a cada una de estas en función de su categoría.

En primer lugar, en la FIGURA 13 y la FIGURA 14 se muestra la combinación de acciones y los coeficientes que multiplican cada acción para Estados Límites Últimos y para Estados Límites de Servicio respectivamente.

6.3.1.1 En situación persistente o transitoria

La combinación de acciones se hará de acuerdo con la expresión siguiente (*combinación fundamental*):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

donde:

- $G_{k,j}$ valor característico de cada acción permanente
- $G_{k,m}^*$ valor característico de cada acción permanente de valor no constante
- $Q_{k,1}$ valor característico de la acción variable dominante
- $\psi_{0,i} Q_{k,i}$ valor de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante
- γ_G, γ_Q coeficientes parciales

6.3.1.2 En situación accidental

La combinación de acciones en situación accidental se hará de acuerdo con la expresión siguiente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} G_{k,m}^* + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_d$$

donde:

- $G_{k,j}$ valor representativo de cada acción permanente
- $G_{k,m}^*$ valor representativo de cada acción permanente de valor no constante
- $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ valor frecuente de la principal acción variable concomitante con la acción accidental
- $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ valor casi-permanente del resto de las acciones variables concomitantes
- A_d valor de cálculo de la acción accidental

6.3.1.3 En situación sísmica

La combinación de acciones en situación sísmica se hará de acuerdo con la expresión siguiente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} G_{k,m}^* + \psi_{2,1} Q_{k,1} + A_{Ed}$$

donde:

- $G_{k,j}$ valor representativo de cada acción permanente
- $G_{k,m}^*$ valor representativo de cada acción permanente de valor no constante
- $\psi_{2,1} Q_{k,1}$ valor casi-permanente de la sobrecarga de uso (según *tabla 6.1-a*)
- A_{Ed} valor de cálculo de la acción sísmica

FIGURA 13 COMBINACIÓN DE ACCIONES ELU. FUENTE: IAP-11

6.3.2 COMBINACIONES PARA COMPROBACIONES EN ELS

Según el estado límite de servicio que se vaya a verificar, se adoptará uno de los tres tipos de combinación de acciones indicados a continuación.

- Combinación característica (poco probable o rara):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Esta combinación, que coincide formalmente con la combinación fundamental de ELU, se utiliza en general para la verificación de ELS irreversibles.

- Combinación frecuente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Esta combinación se utiliza en general para la verificación de ELS reversibles.

- Combinación casi-permanente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

FIGURA 14 COMBINACIÓN DE ACCIONES ELS. FUENTE: IAP-11

En segundo lugar, en las siguientes figuras se muestra el valor de los coeficientes que interfieren en las combinaciones de acciones mostradas.

TABLA 6.2-b COEFICIENTES PARCIALES PARA LAS ACCIONES γ_f
(PARA LAS COMPROBACIONES RESISTENTES)

ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,35
	Carga muerta	1,0	1,35
Permanente de valor no constante (G*)	Pretensado P_1	1,0	1,0 / 1,2 ⁽¹⁾ / 1,3 ⁽²⁾
	Pretensado P_2	1,0	1,35
	Otras presolicitaciones	1,0	1,0
	Reológicas	1,0	1,35
	Empuje del terreno	1,0	1,5
	Asientos	0	1,2 / 1,35 ⁽³⁾
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0	1,35
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,35
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,5
	Acciones climáticas	0	1,5
	Empuje hidrostático	0	1,5
	Empuje hidrodinámico	0	1,5
	Sobrecargas de construcción	0	1,35

FIGURA 15 COEFICIENTES PARCIALES. FUENTE: IAP-11

TABLA 6.1-a FACTORES DE SIMULTANEIDAD ψ

ACCIÓN		ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Sobrecarga de uso	gr 1, Cargas verticales	Vehículos pesados	0,75	0,75	0
		Sobrecarga uniforme	0,4	0,4	0 / 0,2 ⁽¹⁾
		Carga en aceras	0,4	0,4	0
	gr 2, Fuerzas horizontales	0	0	0	
	gr 3, Peatones	0	0	0	
	gr 4, Aglomeraciones	0	0	0	
	Sobrecarga de uso en pasarelas	0,4	0,4	0	
Viento	F_{wk}	En situación persistente	0,6	0,2	0
		En construcción	0,8	0	0
		En pasarelas	0,3	0,2	0
Acción térmica	T_k	0,6	0,6	0,5	
Nieve	$Q_{Sn,k}$	En construcción	0,8	0	0
Acción del agua	W_k	Empuje hidrostático	1,0	1,0	1,0
		Empuje hidrodinámico	1,0	1,0	1,0
Sobrecargas de construcción	Q_c	1,0	0	1,0	

FIGURA 16 FACTORES DE SIMULTANEIDAD. FUENTE: IAP-11

2 PREDIMENSIONAMIENTO

En este apartado se tiene como objetivo predimensionar las vigas de acero y la losa de hormigón. Para ello se debe calcular todas las acciones que afectan a la viga más desfavorable del puente y desarrollar envolventes de esfuerzos para obtener los momentos máximos y mínimos y los cortantes máximos y mínimos con sus concomitantes.

2.1 ACCIONES PROBLEMA REAL

En la FIGURA 17 se representan todas las acciones del problema real que se tienen que considerar y la forma en la que se reparten en las cuatro vigas sobre sus anchos tributarios o interese de 3,10 m y voladizos de 1,55 m.

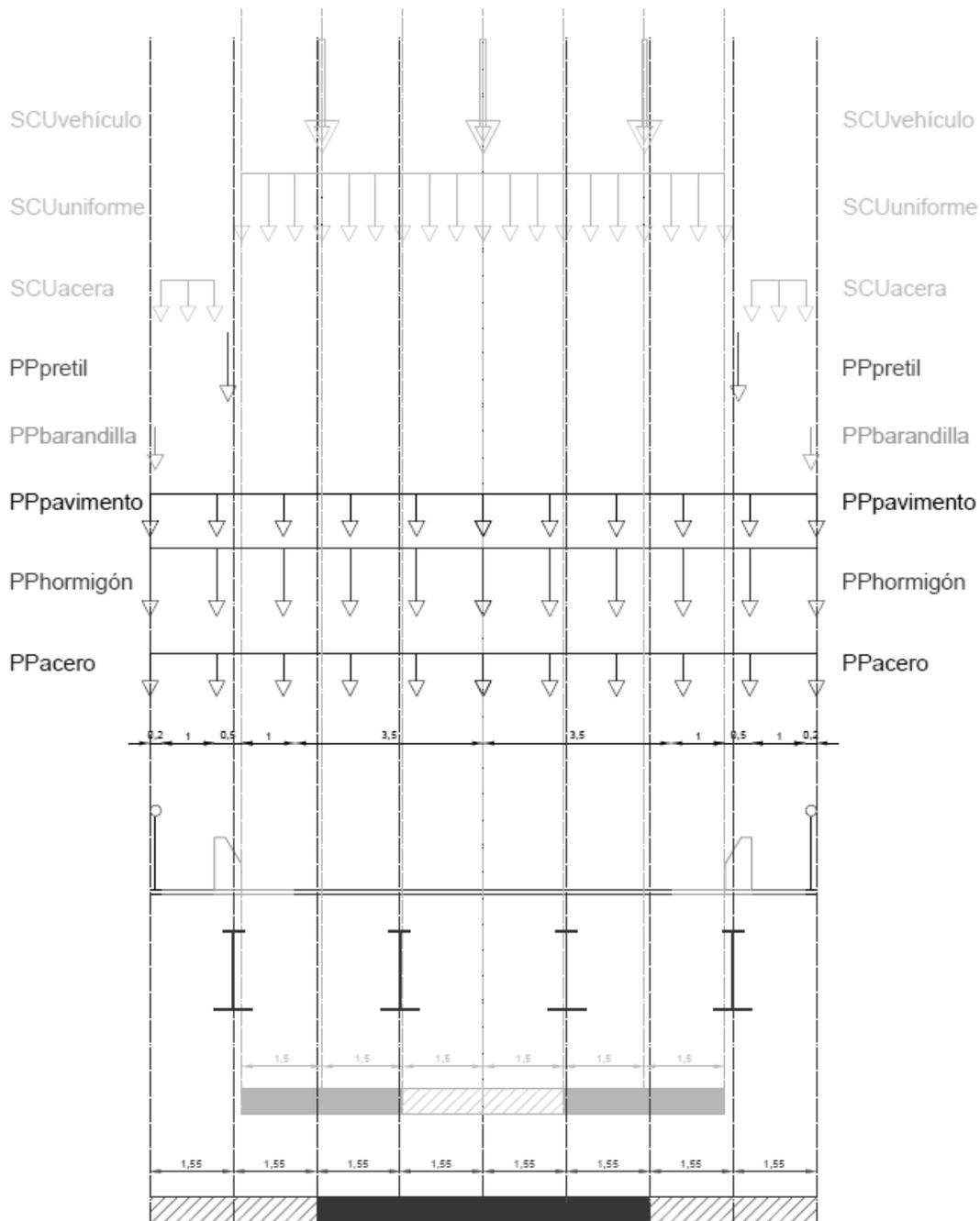


FIGURA 17 ACCIONES DEL PROBLEMA REAL-SECCIÓN TRANSVERSAL



Se puede ver que se tienen los pesos propios de las vigas de acero, la losa de hormigón, el pavimento, las barandillas y los pretilos. Los pesos propios del acero, del hormigón y del pavimento se distribuyen en todo el ancho del tablero y los pesos propios de las barandillas y los pretilos actúan puntualmente donde se ubican estos elementos.

Como sobrecargas se tiene la uniforme de la acera, la uniforme debida al tráfico de vehículos y la puntual debida al tráfico de vehículos pesados. Las sobrecargas tienen las singularidades siguientes:

- Las uniformes se pueden extender tanto longitudinalmente como transversalmente a todas las zonas donde su efecto resulte desfavorable.
- La puntual puede colocarse en cualquier punto del vano (longitudinalmente), pero sólo actuará una por carril virtual. Para comprobaciones generales se considera que el vehículo está centrado en el carril virtual (transversalmente), como se representa en la FIGURA 17 centrada sobre el carril virtual.

2.2 ACCIONES SOBRE VIGA PARA PREDIMENSIONAMIENTO

Como se puede ver en la FIGURA 17, los anchos tributarios de las vigas (en rojo) que son de 3,10 m no coinciden con los anchos de los carriles virtuales (en verde) que son de 3,00 metros. Por tanto, de entrada, no se puede aplicar las cargas de un carril virtual al ancho tributario de la viga. Lo que se realiza para el predimensionamiento es una aproximación de esto.

Lo primero que hay que considerar es cual es la viga más desfavorable, si la viga exterior o la interior (por la simetría del problema no se habla de las cuatro vigas). La viga interior está más solicitada al tener su ancho tributario totalmente ocupado por carriles virtuales y por tanto por cargas verticales debidas al tráfico de vehículos. En cambio, la viga exterior, tiene la mitad de su ancho tributario ocupado por carril virtual y la otra mitad del ancho tributario (en voladizo) está ocupado por el pretil, la acera y la barandilla. Se recuerda que sólo la carga uniforme debida al tráfico de vehículos del carril 1 es de 9 kN/m² y la sobrecarga uniforme de las aceras es de 5 kN/m². En cuanto a las cargas puntuales, la del vehículo pesado es mucho mayor que la del pretil o la de la barandilla. Por tanto, la viga más solicitada y la que se usa para el predimensionamiento es la viga interior.

La solución por la que se opta para el predimensionamiento es suponer una viga interior de un ancho tributario de 3 m coincidiendo este ancho con el del carril virtual más desfavorable (carril 1). Es decir, como si la viga estuviera centrada bajo el carril virtual. Las cargas asociadas a esta viga se muestran en la FIGURA 18 y son:

- Peso propio del acero.
- Peso propio del hormigón.
- Peso propio del pavimento.
- Sobrecarga de uso uniforme debida al tráfico de vehículos.
- Sobrecarga de uso puntual debida al tráfico de vehículos pesados.

Al tener la viga para el predimensionamiento sobre ella el carril virtual 1, no aparecen las cargas asociadas a la acera, la barandilla y el pretil.

De esta manera la viga se considera un elemento lineal a la que se pueden asignar las cargas del carril virtual 1.

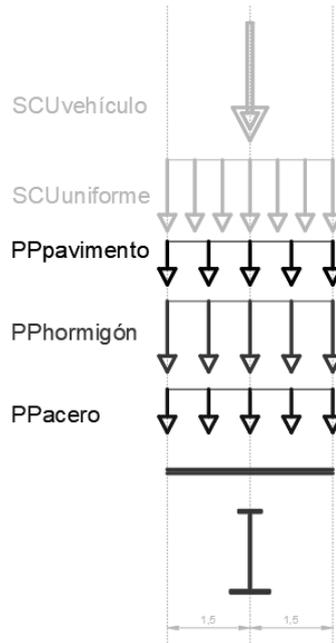


FIGURA 18 ACCIONES SOBRE VIGA PARA PREDIMENSIONAMIENTO

Estas acciones descritas hay que distribuirlas linealmente sobre el eje Z de simetría de la viga. Para ellos las cargas distribuidas se multiplican por el ancho de 3 m y la puntual se aplica directamente.

2.2.1 PESO PROPIO DEL ACERO

Como no se conoce la sección de la viga de acero que se va a necesitar, se asigna el valor de 2 kN/m² de tablero. Como el ancho de tablero asignado a la viga de predimensionamiento es de 3 m, se tiene:

$$PP_{acero} = 2 \frac{kN}{m^2} \times 3 m = 6 \frac{kN}{m}$$

2.2.2 PESO PROPIO DEL HORMIGÓN

Se considera adecuada una losa de hormigón de 0,25 m de canto. Considerando el $\gamma_{hormigón} = 25 \text{ kN/m}^3$ y el ancho de tablero asignado a la viga de predimensionamiento de 3 m, se tiene:

$$PP_{hormigón} = 0,25 m \times 3 m \times 25 \frac{kN}{m^3} = 18,75 \frac{kN}{m}$$

2.2.3 PESO PROPIO DEL PAVIMENTO

Se pasa a calcular los valores extremos del pavimento. Se sabe que se va a colocar en todo el ancho y toda la longitud del puente, es decir, para la zona de la calzada y la zona de la acera se coloca el mismo pavimento a efectos de cálculos. Los valores característicos de la acción superior e inferior se expresan:

$$Gk, inf = A_{pav} \times \gamma_{pav}$$

$$Gk, sup = 1,5 \times Gk, inf$$

Donde:

Gk, inf Valor característico inferior de la acción del pavimento

Gk, sup	Valor característico superior de la acción del pavimento
A_{pav}	Área del pavimento en la sección transversal
γ_{pav}	Peso específico del pavimento

Como se sabe que el espesor del pavimento es de 0,07 m y el ancho de tablero asignado a la viga de predimensionamiento es de 3 m, se puede obtener que el área del pavimento en la sección transversal es:

$$A_{pav} = 0,07 \text{ m} \times 3 \text{ m} = 0,21 \text{ m}^2$$

Con la tabla de pesos específicos de la IAP-11 de la FIGURA 5, se determina el peso específico del pavimento como:

$$\gamma_{pav} = 23 \text{ kN/m}^3$$

Con esto se tiene:

$$Gk, inf = 0,21 \times 23 = 4,83 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Gk, sup = 1,5 \times 4,83 = 7,245 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

2.2.4 SOBRECARGA DE USO UNIFORME

Se conoce que para el carril virtual 1 la sobrecarga de uso uniforme debida al tráfico de vehículos es de 9 kN/m² y con el ancho de tablero asignado a la viga de predimensionamiento de 3 m, se tiene:

$$SCU_{uniforme} = 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 3 \text{ m} = 27 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

2.2.5 SOBRECARGA DE USO PUNTUAL

Finalmente, como se ha visto en la IAP-11, la sobrecarga de uso puntual debida al tráfico de vehículos pesados es de 600 kN la cual se puede aplicar directamente sobre el eje Z de simetría de la viga teniendo:

$$SCU_{puntual} = 600 \text{ kN}$$

2.2.6 RESUMEN ACCIONES SOBRE VIGA DE PREDIMENSIONAMIENTO

$$PP_{acero} = 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$PP_{hormigón} = 18,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$PP_{pav} = Gk, inf = 4,83 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$PP_{pav} = Gk, sup = 7,245 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$SCU_{uniforme} = 27 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$SCU_{puntual} = 600 \text{ kN}$$

Con estas acciones se tiene gráficamente en la FIGURA 19 la viga longitudinalmente con las acciones que se van a usar para el predimensionamiento.

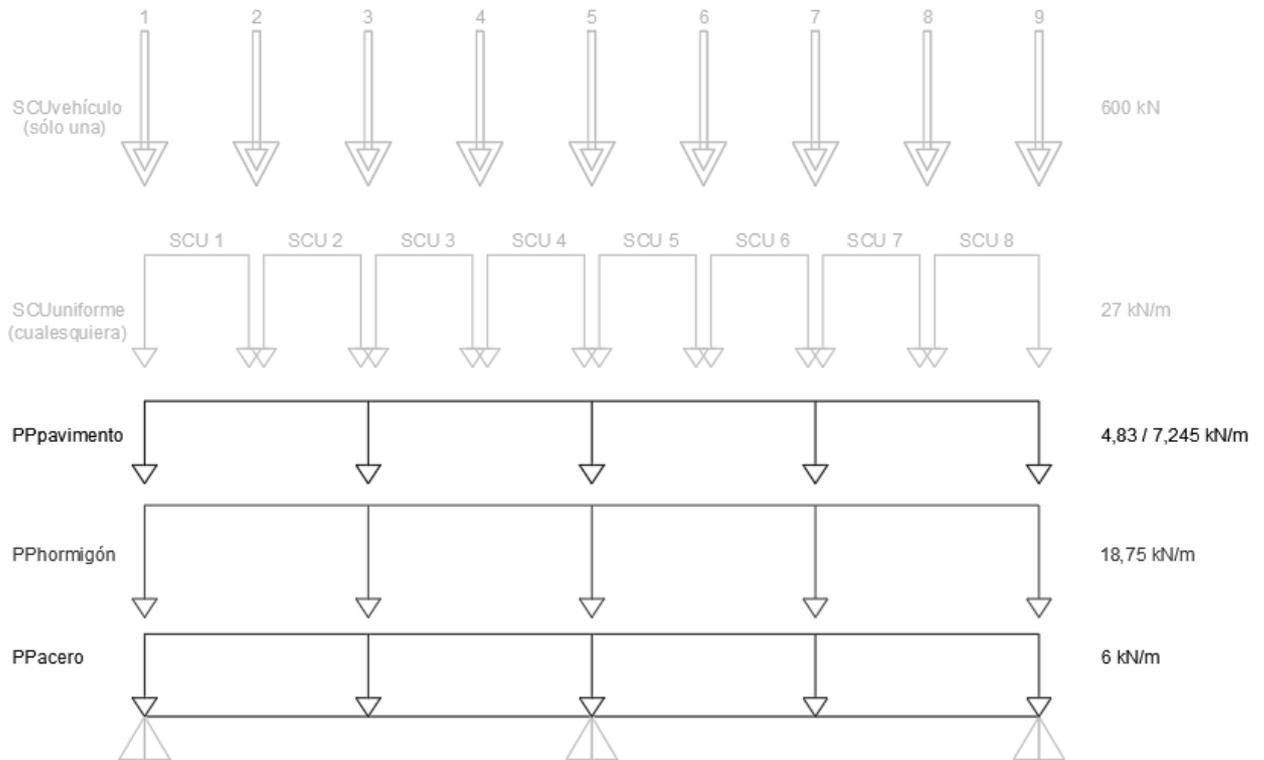


FIGURA 19 SECCIÓN LONGITUDINAL CON ACCIONES PARA PREDIMENSIONAMIENTO

La sobrecarga uniforme se representa de esa manera porque puede actuar en cualquier parte del vano. De igual manera, la sobrecarga puntual se representa en varias ubicaciones porque puede actuar en cualquier ubicación de la longitud del puente, pero sólo una de ellas.

2.3 MOMENTOS PARA LA VIGA DE PREDIMENSIONAMIENTO

Los esfuerzos se calculan con los valores que facilita el prontuario realizado por "JA LÓPEZ JUÁREZ – 2012. ANEJO: PRONTUARIO BÁSICO DE ESTRUCTURAS SIMPLES" como se muestra en la FIGURA 21, la FIGURA 22 y la FIGURA 23.

Todos los esfuerzos calculados en este apartado son en **valor característico**, es decir, sin ponderar con coeficientes parciales los cuales se tratarán más adelante.

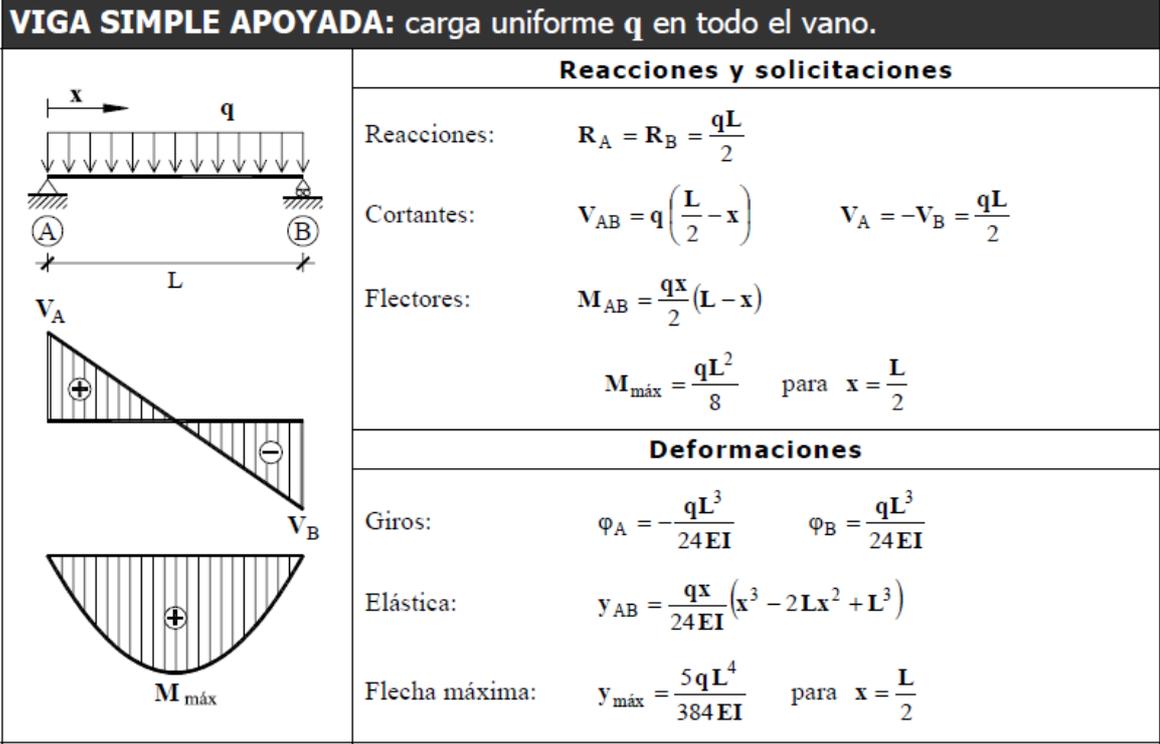


FIGURA 20 ESFUERZOS VIGA SIMPLE APOYADA. FUENTE: JA LÓPEZ JUÁREZ – 2012. ANEJO: PRONTUARIO BÁSICO DE ESTRUCTURAS SIMPLES

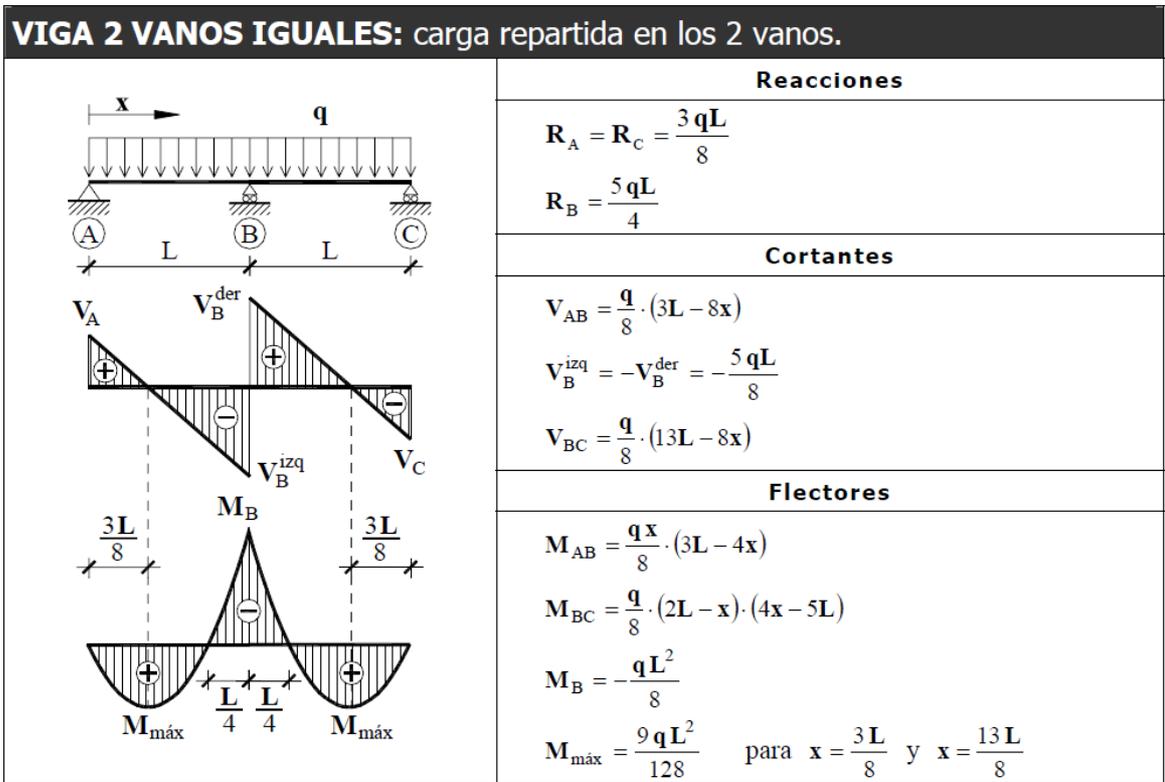


FIGURA 21 ESFUERZOS 2 VANOS CARGADOS. FUENTE: JA LÓPEZ JUÁREZ – 2012. ANEJO: PRONTUARIO BÁSICO DE ESTRUCTURAS SIMPLES

VIGA 2 VANOS IGUALES: carga repartida en 1^{er} vano.

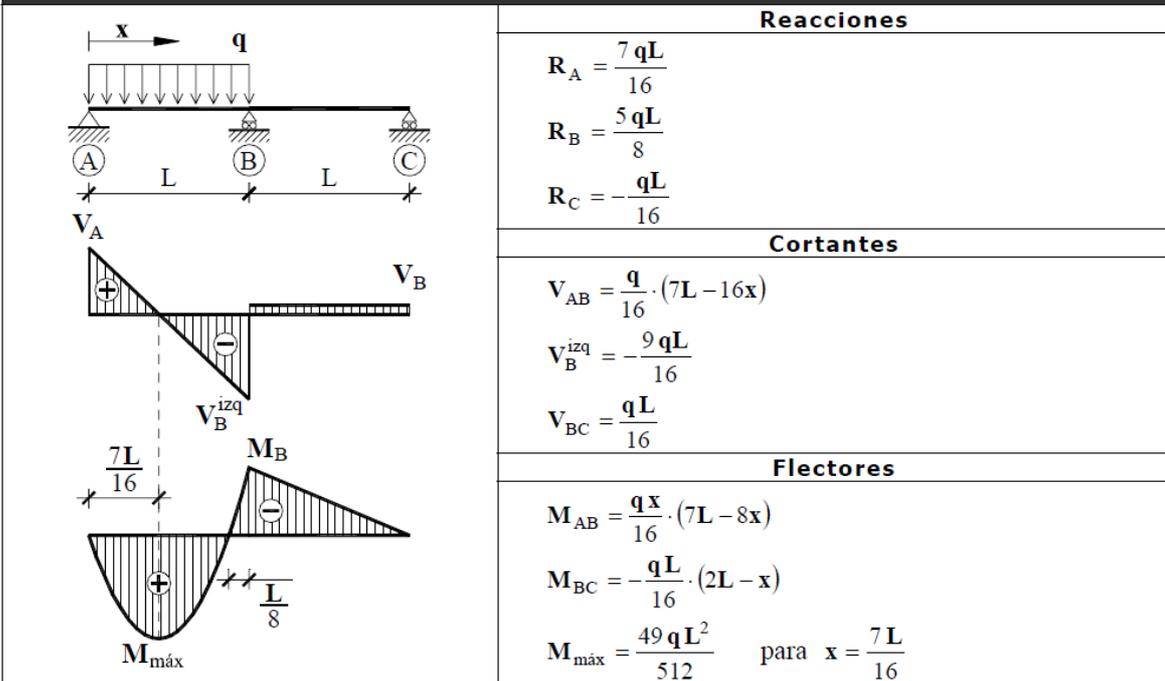


FIGURA 22 ESFUERZOS 1 VANO CARGADO. FUENTE: JA LÓPEZ JUÁREZ – 2012. ANEJO: PRONTUARIO BÁSICO DE ESTRUCTURAS SIMPLES

VIGA 2 VANOS IGUALES: carga puntual F en 1^{er} vano.

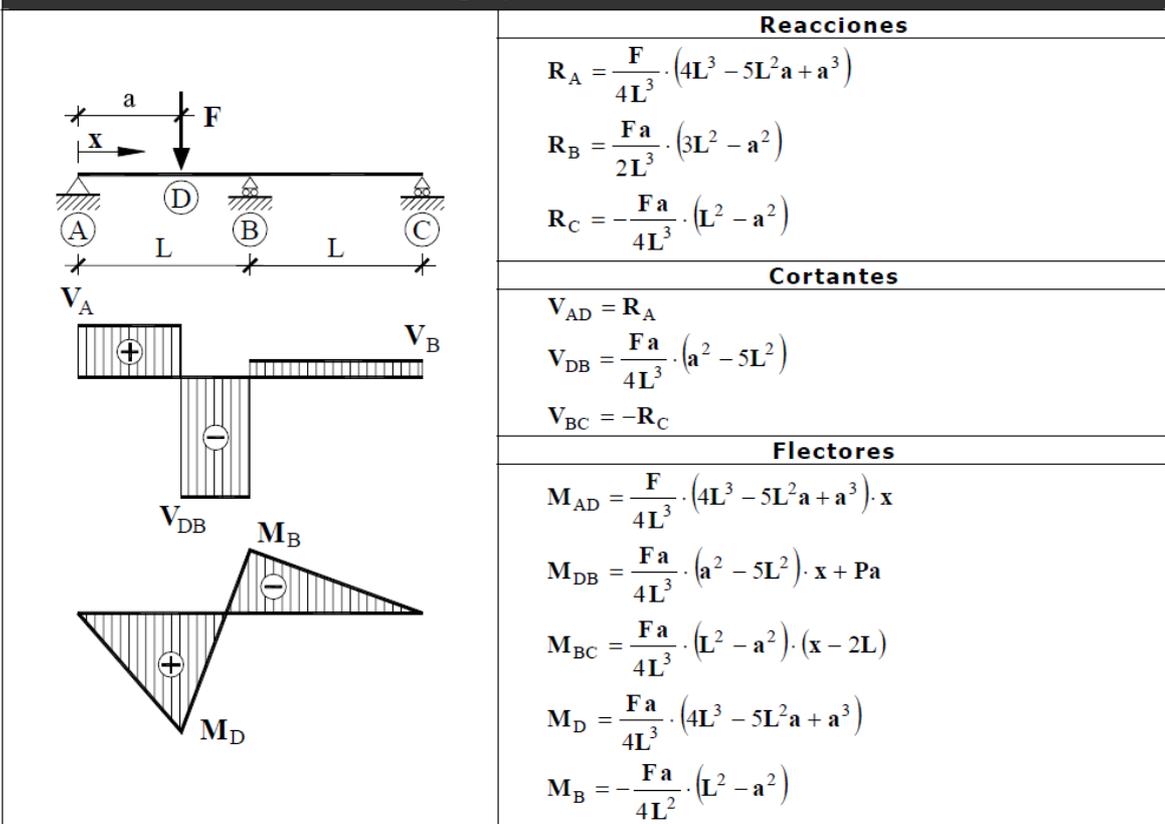


FIGURA 23 ESFUERZOS CARGA PUNTUAL. FUENTE: JA LÓPEZ JUÁREZ – 2012. ANEJO: PRONTUARIO BÁSICO DE ESTRUCTURAS SIMPLES



Se ha introducido la formulación de este prontuario en una hoja de cálculo para analizar los esfuerzos de forma detallada para cada acción como se muestra posteriormente.

2.3.1 SECCIONES CRÍTICAS

Se destacan los puntos (secciones transversales) donde se producen los momentos más desfavorables para cada caso de vanos cargados:

2 vanos cargados:

- Momento máximo positivo

$$X = \frac{3L}{8} = \frac{3 \times 30}{8} = 11,25 \text{ m}$$

- Momento mínimo negativo

$$X = 30 \text{ m}$$

1 vano cargado:

- Momento máximo positivo

$$X = \frac{7L}{16} = \frac{7 \times 30}{16} = 13,125 \text{ m}$$

- Momento mínimo negativo

$$X = 30 \text{ m}$$

Carga puntual:

- Momento máximo positivo

En este caso el momento máximo positivo se da en el lugar donde se aplica la carga puntual. Como esta carga puntual se puede aplicar a cualquier posición X del vano, se debe buscar para qué posición se genera el mayor momento. Para ello se tiene que el momento M_D en el punto a donde se aplica la fuerza F es:

$$M_D = \frac{Fa}{4L^3} (4L^3 - 5L^2a + a^3)$$

Conociendo los valores de $F = 600 \text{ kN}$ y $L = 30 \text{ m}$ y haciendo la derivada de esta función e igualándola a cero se obtiene el valor del punto de aplicación de la fuerza a para el que el momento M_D es máximo:

$$F(a) = \frac{Fa}{4L^3} (4L^3 - 5L^2a + a^3)$$

$$F'(a) = 0 \rightarrow a = 12,9696 \text{ m}$$

Es decir, si la fuerza puntual se aplica en $a = 12,9696 \text{ m}$, el momento M_D es máximo en la sección:

$$X = 12,9696 \text{ m}$$

- Momento mínimo negativo

De igual manera se procede para el momento mínimo negativo. Se sabe que el momento M_B en el apoyo central aplicando una fuerza F en un punto a es:

$$M_B = -\frac{Fa}{4L^2}(L^2 - a^2)$$

Conociendo los valores de $F = 600 \text{ kN}$ y $L = 30 \text{ m}$ y haciendo la derivada de esta función e igualándola a cero se obtiene el valor de a para el que el momento M_B es mínimo:

$$F'(a) = -\frac{Fa}{4L^2}(L^2 - a^2)$$

$$F'(a) = 0 \rightarrow a = 10\sqrt{3} = 17,32 \text{ m}$$

Es decir, si la fuerza puntual se aplica en $a = 17,32 \text{ m}$, el momento M_B es mínimo en la sección:

$$X = 30 \text{ m}$$

Con esto se tiene que las secciones más desfavorables, las tres primeras para momentos positivos y la última para momentos negativos, son:

$$X = 11,25 \text{ m}$$

$$X = 12,9696 \text{ m}$$

$$X = 13,125 \text{ m}$$

$$X = 30 \text{ m}$$

2.3.2 MOMENTOS PESO PROPIO ACERO

2.3.2.1 VIGAS BIAPOYADAS

Con el peso propio distribuido uniformemente de 6 kN/m sobre dos vigas biapoyadas se tiene la ley de momentos flectores de la FIGURA 24.

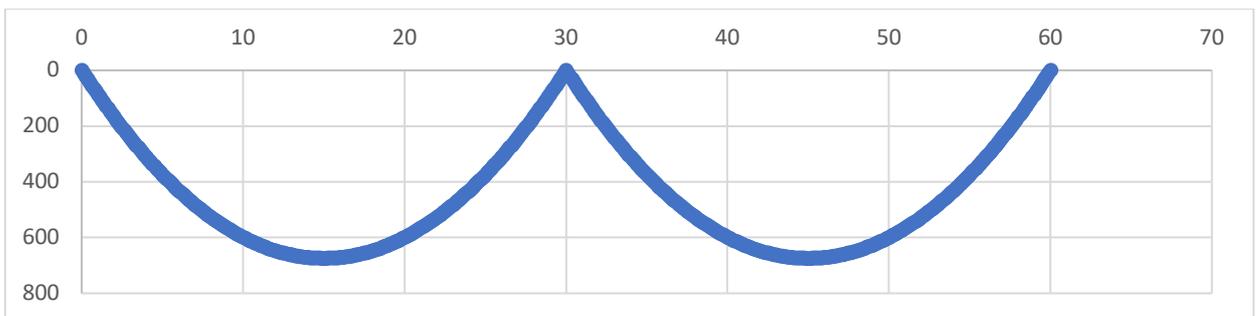


FIGURA 24 MOMENTOS ASOCIADOS AL PESO PROPIO DEL ACERO-2 VIGAS BIAPOYADAS

Se tienen en la TABLA 1 los valores de los momentos para las secciones más desfavorables.

TABLA 1 MOMENTOS PESO PROPIO ACERO BIAPOYADO-SECCIONES DESFAVORABLES

X [m]	M [kN m]
11,2500	632,8125
12,9696	662,6324
13,1250	664,4531
15,0000	675,0000
30,0000	0,0000

2.3.2.2 VANOS CONTINUOS

Con el peso propio distribuido uniformemente de 6 kN/m sobre dos vanos continuos se tiene la ley de momentos flectores de la FIGURA 25.

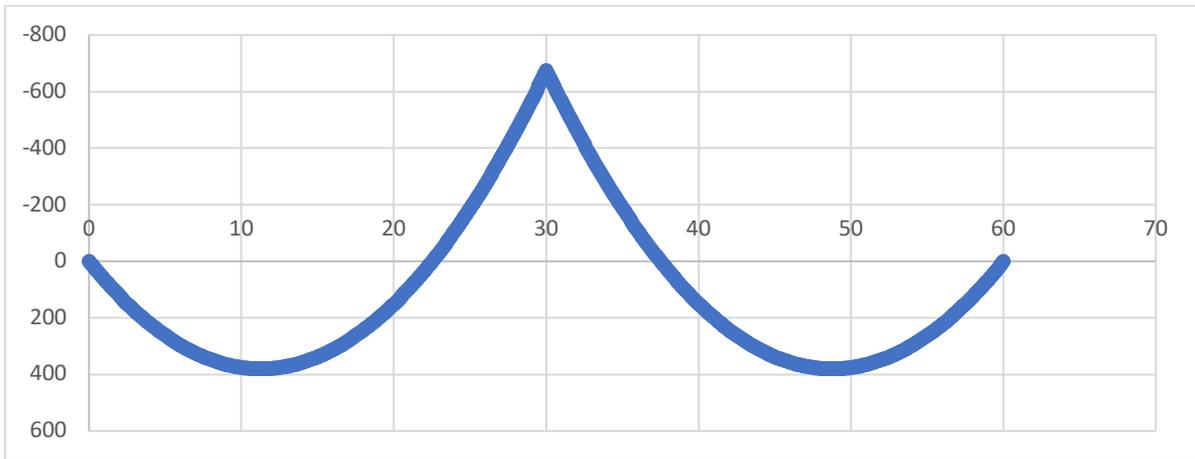


FIGURA 25 MOMENTOS ASOCIADOS AL PESO PROPIO DEL ACERO-2 VANOS CONTINUOS

Se destacan los valores de los momentos flectores que se tienen en las secciones más desfavorables (secciones críticas) en la TABLA 2.

TABLA 2 MOMENTOS PESO PROPIO ACERO 2 VANOS CONTINUOS-SECCIONES DESFAVORABLES

X [m]	M [kN m]
11,2500	379,6875
12,9696	370,8164
13,1250	369,1406
30,0000	-675,0000

2.3.3 MOMENTOS PESO PROPIO HORMIGÓN

Con el peso propio distribuido uniformemente de 18,75 kN/m se tiene la ley de momentos flectores de la FIGURA 26.

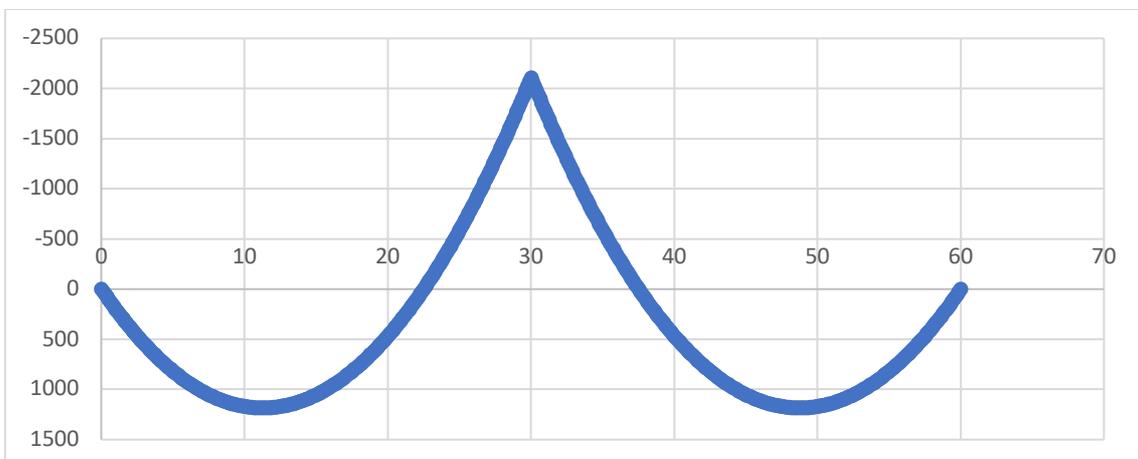


FIGURA 26 MOMENTOS ASOCIADOS AL PESO PROPIO DEL HORMIGÓN

Se destacan los valores de los momentos flectores que se tienen en las secciones más desfavorables en la TABLA 3.

TABLA 3 MOMENTOS PESO PROPIO HORMIGÓN-SECCIONES DESFAVORABLES

X [m]	M [kN/m]
11,2500	1186,5234
12,9696	1158,8013
13,1250	1153,5645
30,0000	-2109,3750

2.3.4 MOMENTOS PESO PROPIO PAVIMENTO

Con el peso propio distribuido uniformemente de 4,83 kN/m (Gk, inf) se tiene la ley de momentos asociada al valor inferior del pavimento y con 7,245 kN/m (Gk, sup) se tiene la ley de momentos asociada al valor superior del pavimento. Estas leyes de momentos flectores y los valores de las secciones críticas se muestran en la TABLA 4.

TABLA 4 MOMENTOS ASOCIADOS AL PESO PROPIO DEL PAVIMENTO (INFERIOR Y SUPERIOR)

	LEY DE MOMENTOS	SECCIONES DESFAVORABLES										
INFERIOR		<table border="1"> <thead> <tr> <th>X [m]</th> <th>M [kN m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>11,2500</td> <td>305,6484</td> </tr> <tr> <td>12,9696</td> <td>298,5072</td> </tr> <tr> <td>13,1250</td> <td>297,1582</td> </tr> <tr> <td>30,0000</td> <td>-543,3750</td> </tr> </tbody> </table>	X [m]	M [kN m]	11,2500	305,6484	12,9696	298,5072	13,1250	297,1582	30,0000	-543,3750
X [m]	M [kN m]											
11,2500	305,6484											
12,9696	298,5072											
13,1250	297,1582											
30,0000	-543,3750											
SUPERIOR		<table border="1"> <thead> <tr> <th>X [m]</th> <th>M [kN m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>11,2500</td> <td>458,4727</td> </tr> <tr> <td>12,9696</td> <td>447,7608</td> </tr> <tr> <td>13,1250</td> <td>445,7373</td> </tr> <tr> <td>30,0000</td> <td>-815,0625</td> </tr> </tbody> </table>	X [m]	M [kN m]	11,2500	458,4727	12,9696	447,7608	13,1250	445,7373	30,0000	-815,0625
X [m]	M [kN m]											
11,2500	458,4727											
12,9696	447,7608											
13,1250	445,7373											
30,0000	-815,0625											

Como se puede ver en la TABLA 4, tanto para momentos positivos como negativos es más desfavorable que se considere el valor característico superior del pavimento (Gk, sup) ya que los valores son mayores en valor absoluto.

2.3.5 MOMENTOS SCU UNIFORME

Se analizan los momentos aplicando la sobrecarga de uso uniforme sobre un vano y sobre los dos vanos ya que esta se puede extender donde sea desfavorable tanto transversalmente como longitudinalmente. Con el valor ya conocido de la sobrecarga uniforme de 27 kN/m se obtienen las leyes de momentos y los valores de las secciones críticas ilustrados en la TABLA 5.

TABLA 5 MOMENTOS ASOCIADOS A LA SCU UNIFORME APLICADA SOBRE 1 Y 2 VANOS

	LEY DE MOMENTOS	SECCIONES DESFAVORABLES										
1 VANO CARGADO		<table border="1"> <thead> <tr> <th>X [m]</th> <th>M [kN m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>11,2500</td> <td>2278,1250</td> </tr> <tr> <td>12,9696</td> <td>2325,2599</td> </tr> <tr> <td>13,1250</td> <td>2325,5859</td> </tr> <tr> <td>30,0000</td> <td>-1518,7500</td> </tr> </tbody> </table>	X [m]	M [kN m]	11,2500	2278,1250	12,9696	2325,2599	13,1250	2325,5859	30,0000	-1518,7500
X [m]	M [kN m]											
11,2500	2278,1250											
12,9696	2325,2599											
13,1250	2325,5859											
30,0000	-1518,7500											
2 VANOS CARGADOS		<table border="1"> <thead> <tr> <th>X [m]</th> <th>M [kN m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>11,2500</td> <td>1708,5938</td> </tr> <tr> <td>12,9696</td> <td>1668,6739</td> </tr> <tr> <td>13,1250</td> <td>1661,1328</td> </tr> <tr> <td>30,0000</td> <td>-3037,5000</td> </tr> </tbody> </table>	X [m]	M [kN m]	11,2500	1708,5938	12,9696	1668,6739	13,1250	1661,1328	30,0000	-3037,5000
X [m]	M [kN m]											
11,2500	1708,5938											
12,9696	1668,6739											
13,1250	1661,1328											
30,0000	-3037,5000											

Como se puede observar, la sobrecarga de uso uniforme es más desfavorable para momentos máximos positivos si se aplica sólo en un vano y para momentos mínimos negativos si se aplica sobre los dos vanos.

2.3.6 MOMENTOS SCU PUNTUAL

Se analizan los momentos cuando la sobrecarga de uso puntual se aplica sobre los puntos 11,25; 12,9696; 13,125 y 17,32 m ya que son los puntos donde los momentos son máximo o mínimo en las secciones críticas. Los resultados de las leyes de momentos flectores y los valores en las secciones más desfavorables se muestran en la TABLA 6.

TABLA 6 MOMENTOS SCU PUNTUAL PARA DIFERENTES PUNTOS DE APLICACIÓN DE LA FUERZA

a	LEY DE MOMENTOS	SECCIONES DESFAVORABLES										
11,25		<table border="1"> <thead> <tr> <th>X [m]</th> <th>M [kN m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>11,2500</td> <td>3674,9268</td> </tr> <tr> <td>12,9696</td> <td>3204,8916</td> </tr> <tr> <td>13,1250</td> <td>3162,4146</td> </tr> <tr> <td>30,0000</td> <td>-1450,1953</td> </tr> </tbody> </table>	X [m]	M [kN m]	11,2500	3674,9268	12,9696	3204,8916	13,1250	3162,4146	30,0000	-1450,1953
X [m]	M [kN m]											
11,2500	3674,9268											
12,9696	3204,8916											
13,1250	3162,4146											
30,0000	-1450,1953											
12,96		<table border="1"> <thead> <tr> <th>X [m]</th> <th>M [kN m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>11,2500</td> <td>3238,6515</td> </tr> <tr> <td>12,9696</td> <td>3733,6901</td> </tr> <tr> <td>13,1250</td> <td>3685,1867</td> </tr> <tr> <td>30,0000</td> <td>-1581,8361</td> </tr> </tbody> </table>	X [m]	M [kN m]	11,2500	3238,6515	12,9696	3733,6901	13,1250	3685,1867	30,0000	-1581,8361
X [m]	M [kN m]											
11,2500	3238,6515											
12,9696	3733,6901											
13,1250	3685,1867											
30,0000	-1581,8361											
13,125		<table border="1"> <thead> <tr> <th>X [m]</th> <th>M [kN m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>11,2500</td> <td>3199,9054</td> </tr> <tr> <td>12,9696</td> <td>3689,0216</td> </tr> <tr> <td>13,1250</td> <td>3733,2230</td> </tr> <tr> <td>30,0000</td> <td>-1591,9189</td> </tr> </tbody> </table>	X [m]	M [kN m]	11,2500	3199,9054	12,9696	3689,0216	13,1250	3733,2230	30,0000	-1591,9189
X [m]	M [kN m]											
11,2500	3199,9054											
12,9696	3689,0216											
13,1250	3733,2230											
30,0000	-1591,9189											
17,32		<table border="1"> <thead> <tr> <th>X [m]</th> <th>M [kN m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>11,2500</td> <td>2203,3666</td> </tr> <tr> <td>12,9696</td> <td>2540,1586</td> </tr> <tr> <td>13,1250</td> <td>2570,5944</td> </tr> <tr> <td>30,0000</td> <td>-1732,0508</td> </tr> </tbody> </table>	X [m]	M [kN m]	11,2500	2203,3666	12,9696	2540,1586	13,1250	2570,5944	30,0000	-1732,0508
X [m]	M [kN m]											
11,2500	2203,3666											
12,9696	2540,1586											
13,1250	2570,5944											
30,0000	-1732,0508											

2.3.7 RESUMEN DE MOMENTOS DE LAS DIFERENTES ACCIONES

Se resume en este apartado todos los momentos que se han desarrollado en los apartados anteriores mediante las siguientes tablas.

TABLA 7 MOMENTOS PESOS PROPIOS

X	PPacero	PPhormigón	PPsup pavimento	PPinf pavimento
11,25	379,6875	1186,5234	458,4727	305,6484
12,9696	370,8164	1158,8013	447,7608	298,5072
13,125	369,1406	1153,5645	445,7373	297,1582
30	-675,0000	-2109,3750	-815,0625	-543,3750

TABLA 8 MOMENTOS SOBRECARGA DE USO UNIFORME

X	SCU uniforme 1 vano	SCU uniforme 2 vanos
11,25	2278,1250	1708,5938
12,9696	2325,2599	1668,6739
13,125	2325,5859	1661,1328
30	-1518,7500	-3037,5000

TABLA 9 MOMENTOS SOBRECARGA DE USO PUNTUAL

X	SCU puntual en 11,25	SCU puntual en 12,9696	SCU puntual en 13,125	SCU puntual en 17,32
11,25	3674,9268	3238,6515	3199,9054	2203,3666
12,9696	3204,8916	3733,6901	3689,0216	2540,1586
13,125	3162,4146	3685,1867	3733,2230	2570,5944
30	-1450,1953	-1581,8361	-1591,9189	-1732,0508

2.3.8 MOMENTO TOTAL MÁXIMO Y MÍNIMO

En este apartado se obtiene el momento total máximo y mínimo y la sección crítica en la que se produce.

En primer lugar, se definen las acciones que se tienen en cuenta para el momento máximo positivo y mínimo negativo. Después, se suma el momento que genera cada acción, con esto se tiene el momento total máximo y mínimo. Finalmente se obtiene la sección más desfavorable para cada caso.

Se indica a continuación las acciones que intervienen para el momento máximo positivo:

- Momento máximo positivo:
 - o Peso propio del acero.
 - o Peso propio del hormigón.
 - o Peso propio del pavimento (superior).
 - o Sobrecarga de uso uniforme sobre un vano.
 - o Sobrecarga de uso puntual aplicada en 11,25; 12,96 y 13,125 m.

Se tiene expresado en la TABLA 10 el momento que produce cada acción sobre las secciones transversales críticas. Se ha marcado en azul el mayor momento para una misma acción comparándose en las tres secciones críticas. Así se puede ver que:

- El peso propio produce el mayor momento en la sección crítica $X = 11,25$ m.
- La sobrecarga de uso uniforme produce un mayor momento en la sección crítica $X = 13,125$ m.
- La sobrecarga de uso puntual produce un mayor momento en la sección crítica $X = 12,9696$ m.

TABLA 10 MOMENTOS TOTAL MÁXIMO POSITIVO

Momento máximo positivo

ACCIÓN	X		
	11,25	12,9696	13,125
PPacero	379,69	370,82	369,14
PPhormigón	1186,52	1158,80	1153,56
PPsup pavimento	458,47	447,76	445,74
PPinf pavimento	305,65	298,51	297,16
PP	2024,68	1977,38	1968,44
SCU	2278,13	2325,26	2325,59
SCUpuntual	3674,93	3733,69	3733,22
TOTAL	7977,74	8036,33	8027,25

Como se puede ver, al sumar los momentos de cada acción en cada sección, se obtiene que la sección más desfavorable es la sección crítica $X = 12,9696$ m con un momento en valor característico de **8036,33 kN m**.

Por otro lado, para el momento mínimo negativo, las acciones que intervienen son:

- Momento mínimo negativo:
 - Peso propio del acero.
 - Peso propio del hormigón.
 - Peso propio del pavimento (superior).
 - Sobrecarga de uso uniforme sobre los dos vanos.
 - Sobrecarga de uso puntual actuando en 17,32 m.

Se tiene expresado en la TABLA 11 el momento que produce cada acción sobre la sección transversal crítica para momentos mínimos negativos. Esta sección es únicamente la sección $X = 30$ m y, por tanto, no necesitará de comparación.



TABLA 11 MOMENTO TOTAL MÍNIMO NEGATIVO

Momento mínimo negativo

	X
ACCIÓN	30
PPacero	-675,00
PPhormigón	-2109,38
PPsup pavimento	-815,06
PPinf pavimento	-543,38
PP	-3599,44
SCU	-3037,50
SCUpuntual	-1732,05
TOTAL	-8368,99

Como se puede ver, al sumar los momentos de cada acción en la sección, se obtiene un momento en valor característico de **-8368,99 kN m** en la sección crítica $X = 30$ m.

2.4 ESFUERZOS OBTENIDOS CON SAP2000

En el apartado anterior, se ha expuesto las secciones más desfavorables, los cálculos de los momentos para cada acción y los momentos totales máximo y mínimo. No se ha realizado el mismo proceso con los esfuerzos cortantes ya que se pasa a modelar todas las acciones para el predimensionado en el software SAP2000.

Con SAP2000 se comprueba que todos los cálculos realizados en el apartado anterior de los momentos característicos son correctos y además se obtienen los cortantes totales máximo y mínimo, así como las secciones donde se producen.

Con el software se ha necesitado calcular las envolventes de esfuerzos para la determinación de los momentos y cortantes máximo y mínimos.

2.4.1 ENVOLVENTE DE ACCIONES

Se define como envolvente de acciones aquella que define la combinación pésima en cada punto debida al efecto de las acciones que:

- pueden ocupar diferentes posiciones sobre la estructura, como la sobrecarga de uso puntual asociada al vehículo pesado.
- se pueden extender a diferentes partes de la estructura, o a toda ella, como la sobrecarga de uso uniforme.

Existe la envolvente aditiva, en SAP2000 "Range Add" y la envolvente exclusiva, en SAP2000 "Envelope". Estas se definen a continuación.

Envolvente aditiva (RANGE ADD):

- En la envolvente de máximos suma los valores positivos de las variables (esfuerzos) a combinar e ignora los negativos.
- En la envolvente de mínimos suma los valores negativos de las variables (esfuerzos) a combinar e ignora los positivos.

- Es decir, se obtiene un máximo positivo que suma sólo los esfuerzos positivos y un mínimo negativo que suma sólo los esfuerzos negativos.

Envolvente exclusiva (ENVELOPE):

- Considerando todos los casos a combinar, escoge el valor máximo y el valor mínimo que las variables presentan en cada punto. No suma valores.
- Es decir, un valor con el esfuerzo mayor positivo (o mayor negativo) y un valor con el esfuerzo menor negativo (o menor positivo).

Lo primero que se define es el conjunto de acciones con las que hay que formar envolventes. Cada acción de las envolventes se representa en la sección longitudinal de la FIGURA 27.

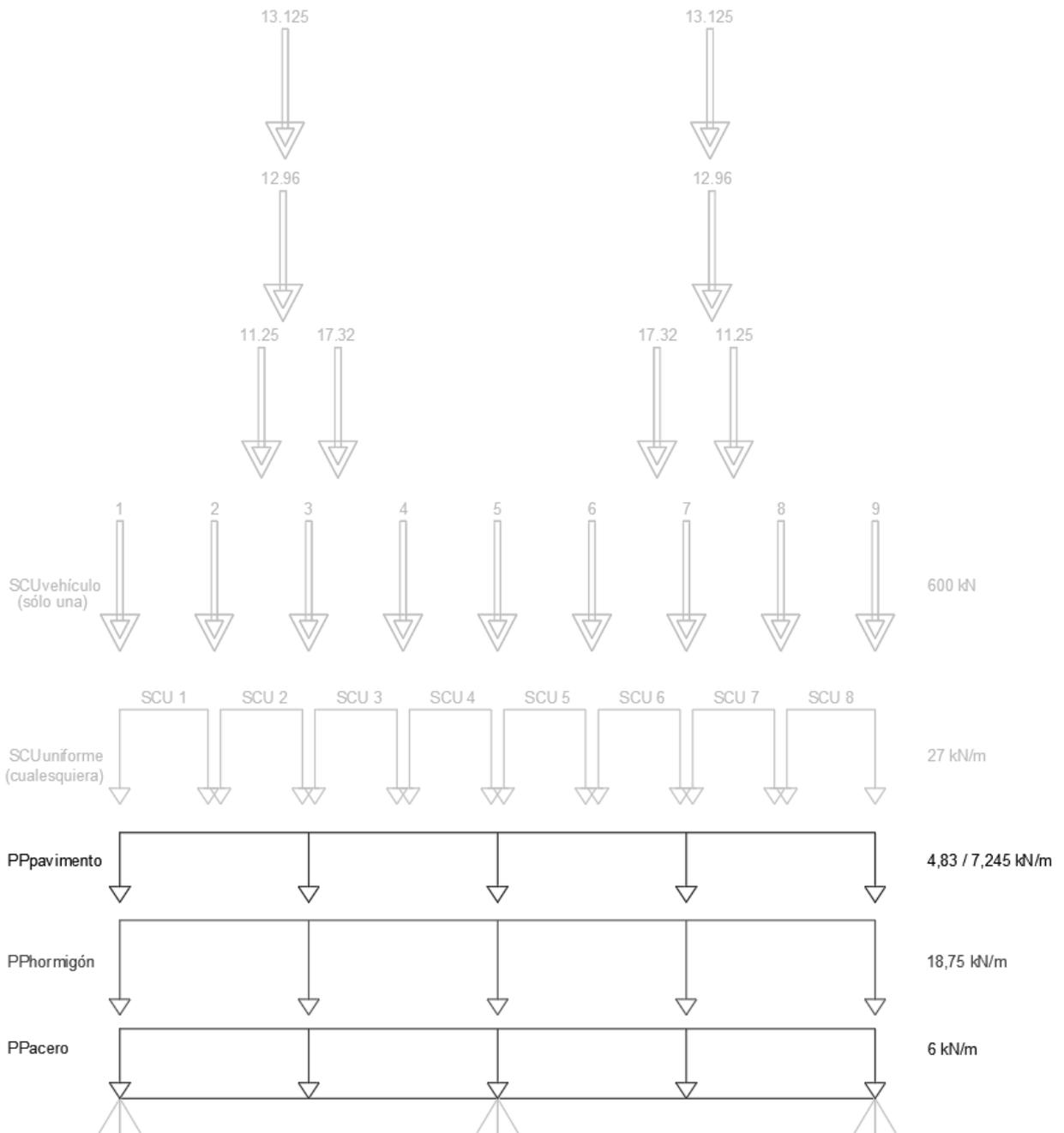


FIGURA 27 ACCIONES DE LAS ENVOLVENTES

Para el caso concreto es importante definir como forman las envolventes las acciones que se tienen:

- Los esfuerzos que generan el valor característico inferior y superior del peso propio del pavimento forman una envolvente de tipo exclusiva, pues o actúa uno o actúa el otro.
- Los esfuerzos que generan las distintas sobrecargas de uso uniformes, distribuidas a lo largo de la viga, forman una envolvente de tipo aditiva, pues pueden actuar todas, algunas o ninguna.
- Los esfuerzos que generan las distintas sobrecargas de uso puntuales, aplicadas en distintos puntos de la sección longitudinal de la viga, forman una envolvente exclusiva, pues sólo una de ellas puede actuar.
- Finalmente, se crea una envolvente aditiva llamada “combinación pésima” formada por el conjunto del peso propio del acero, peso propio del hormigón, la envolvente del peso propio del pavimento, la envolvente de la sobrecarga de uso uniforme y la envolvente de la sobrecarga de uso puntual.

Estas envolventes y el tipo que son se pueden observar gráficamente en la FIGURA 28.

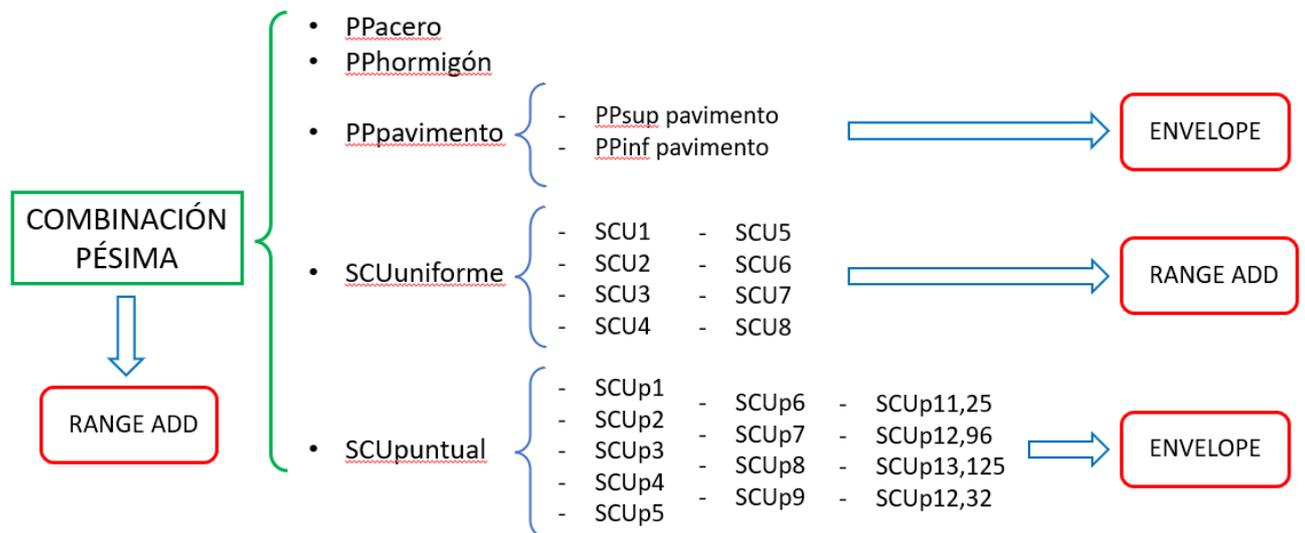


FIGURA 28 TIPO Y CONJUNTO DE ENVOLVENTES

2.4.2 MOMENTOS Y CORTANTES

En primer lugar, se muestra la envolvente de la combinación pésima de momentos en la FIGURA 29 y la de cortantes en la FIGURA 30.



FIGURA 29 ENVOLVENTE COMBINACIÓN PÉSIMA-MOMENTOS



FIGURA 30 ENVOLVENTE COMBINACIÓN PÉSIMA-CORTANTES

Ahora se exponen en la TABLA 12 los valores máximos y mínimos para cada acción (pesos propios, SCU uniforme y SCU puntual) y la sección en la que se producen. Estos valores se pueden comprobar que son muy parecidos a los momentos obtenidos en el apartado anterior.

En la TABLA 13 se muestran los máximos y mínimos momentos y cortantes para la combinación pésima. Estos coinciden con los momentos calculados en el apartado anterior que eran:

- En $X = 12,9696 \text{ m}$ momento en valor característico de **8036,33 kN m**.
- En $X = 30 \text{ m}$ momento en valor característico de **-8368,99 kN m**.

TABLA 12 VALORES MÁXIMOS Y MÍNIMOS DE LAS ACCIONES

	X	PP	X	SCUuniforme	X	SCUpuntual
Max V2	30	599,874	30	506,223	22,5-30,0	499,205
Min V2	0	-359,976	0	-354,389	0,0-7,5	-414,853
Max M3	11,25	2025,0502	13,125	2325,766	12,9696	3733,8758
Min M3	30	-3598,4599	30	-3036,68	30	-1731,5804

TABLA 13 VALORES MÁXIMOS Y MÍNIMOS DE LA COMBINACIÓN PÉSIMA

	X	CombPésima
Max V2	30	1605,302
Min V2	0	-1129,218
Max M3	12,9696	8037,1153
Min M3	30	-8366,7154

Finalmente, en la TABLA 14 se tiene el valor máximo y mínimo de momentos y cortantes y los esfuerzos concomitantes con ese máximo y mínimo.

TABLA 14 VALORES MÁXIMOS Y MÍNIMOS Y CONCOMITANTES

StepType	V2	M3	ElemStation
Text	KN	KN-m	m
Max V2	1605,302	-8111,2965	30
Min V2	-1129,218	2,545E-15	0
Max M3	-237,118	8037,1153	12,9696
Min M3	1510,226	-8366,7154	30

En la FIGURA 31 se puede ver gráficamente el momento máximo para la combinación pésima, en la FIGURA 32 el momento mínimo y el cortante máximo y en la FIGURA 33 el cortante mínimo.

Diagrams for Frame Object 1 (FSEC1)

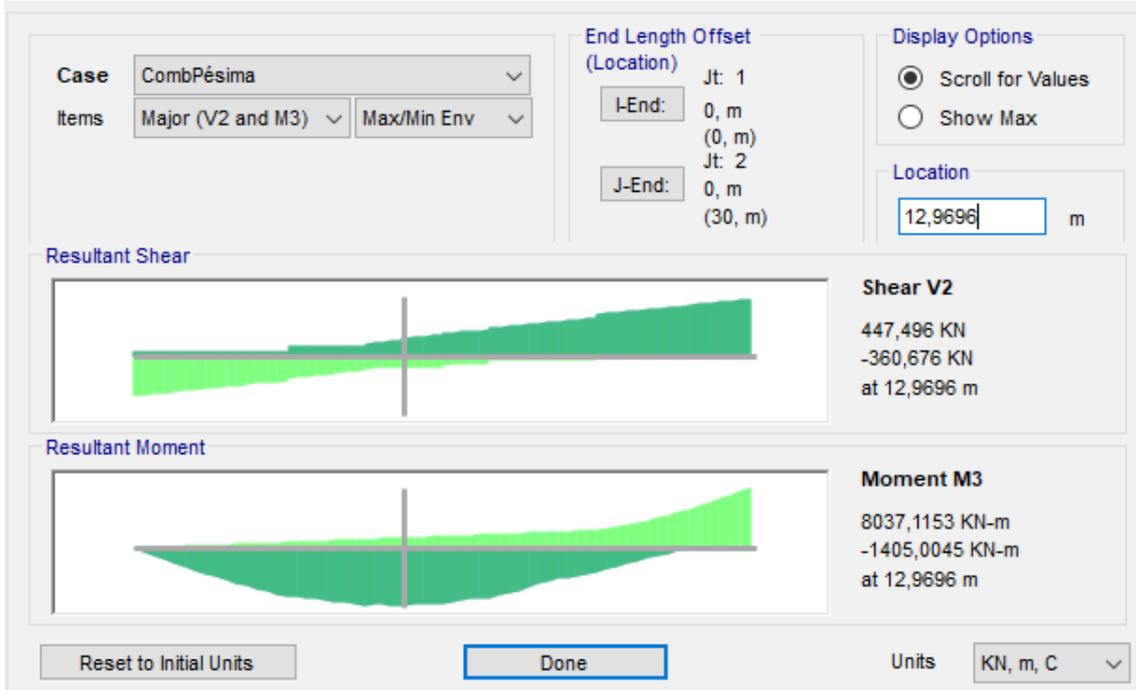


FIGURA 31 MOMENTO MÁXIMO-COMBINACIÓN PÉSIMA

Diagrams for Frame Object 1 (FSEC1)

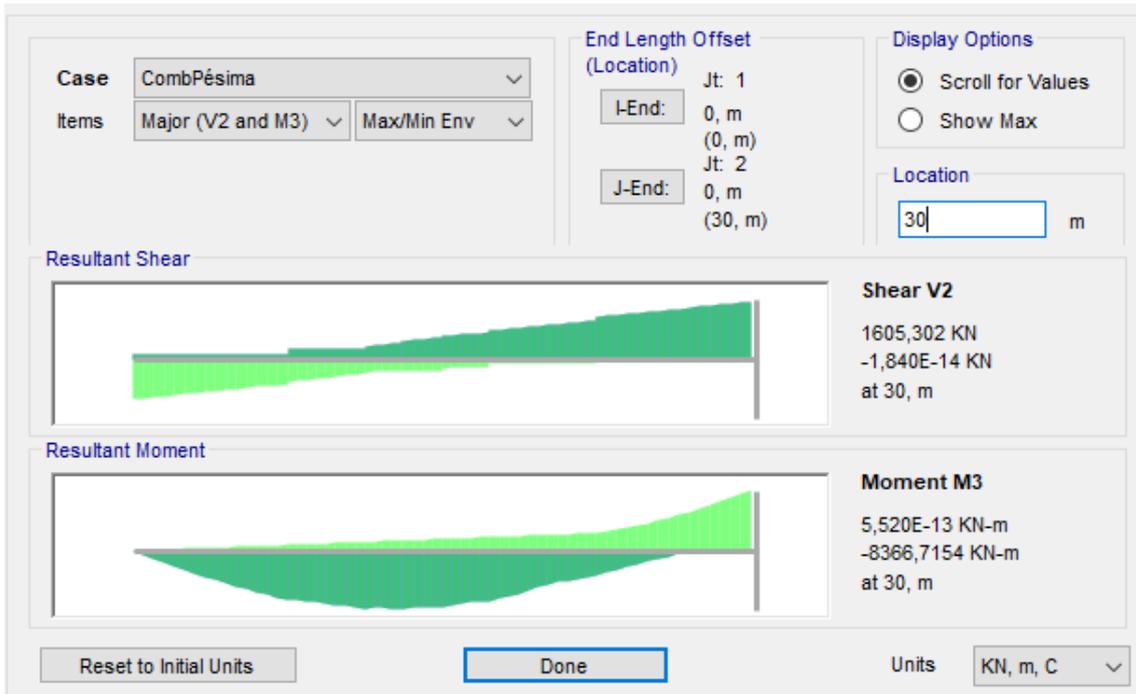


FIGURA 32 MOMENTO MÍNIMO Y CORTANTE MÁXIMO-COMBINACIÓN PÉSIMA

Diagrams for Frame Object 1 (FSEC1)

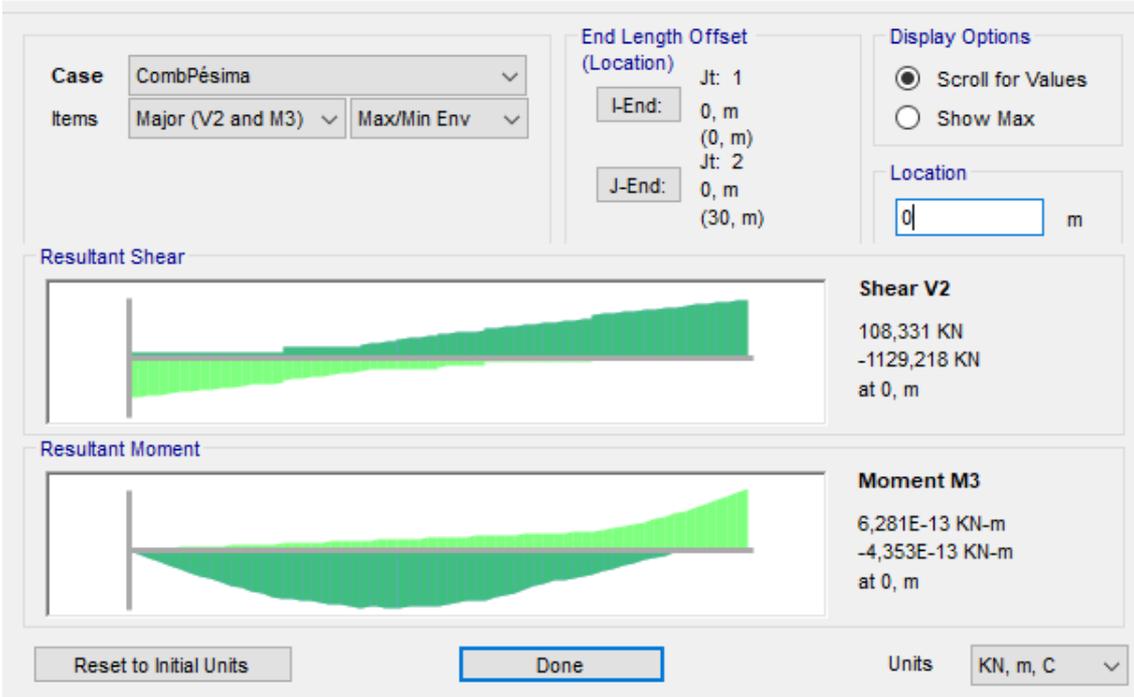


FIGURA 33 CORTANTE MÍNIMO-COMBINACIÓN PÉSIMA

2.4.3 COMPROBACIÓN FINAL

Finalmente se realiza una comprobación tridimensional del modelo implementando las cuatro vigas del puente donde se observa que los esfuerzos calculados mediante el método manual explicado son muy aproximados a los que se obtienen con el programa tomándose estos por válidos.

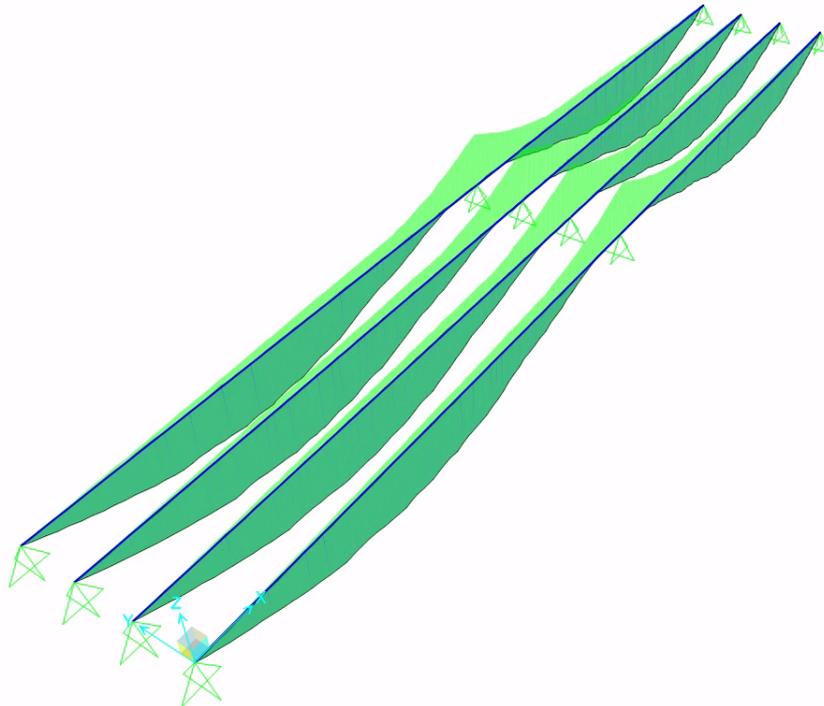


FIGURA 34 MODELO TRIDIMENSIONAL CON SAP 2000

2.5 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA SECCIÓN

En este apartado se va a dimensionar la sección de la viga mixta. Como se ha comentado en apartados anteriores, la losa de hormigón se diseña con un espesor de 0,25 m y el hormigón es hormigón armado HA-30.

En el caso del acero se usa acero S355 y para el predimensionamiento de la geometría se usan los momentos y cortantes más desfavorables calculados de la TABLA 13. Es decir, se tienen los momentos más desfavorables:

- En $X = 12,9696$ m momento en valor característico de **8036,33 kN m**.
- En $X = 30$ m momento en valor característico de **-8368,99 kN m**.

Estos valores característicos se pasan a momentos de cálculo multiplicándolos por el coeficiente parcial 1,35:

- $M_{Ed} = 8036,33 \times 1,35 = 10849,05$ kN m en $X = 12,9696$ m.
- $M_{Ed} = -8368,99 \times 1,35 = -11298,14$ kN m en $X = 30$ m.

Además, para predimensionar estos momentos de cálculo se multiplican por un valor de experiencia de 1,4 para cumplir posteriormente con todas las comprobaciones a realizar obteniendo como valor aumentado de cálculo:

- $M_{Ed}' = 10849,05 \times 1,4 = 15188,66$ kN m en $X = 12,9696$ m.
- $M_{Ed}' = -11298,14 \times 1,4 = 15817,39$ kN m en $X = 30$ m.

2.5.1 ALTURA DE LA VIGA DE ACERO

El canto total h formado por la altura de la viga de acero y el canto de la losa de hormigón viene recomendado por la expresión:

$$\frac{h}{l} = \frac{1}{20}$$

Donde:

- h Canto total
- l Longitud entre momentos nulos ($0,85 \times L$)

De forma conservadora se considera $l = L = 30$ m. Por tanto, se tiene:

$$\frac{h}{30} = \frac{1}{20}$$

Por tanto, se obtiene un canto total de:

$$h = 1,5 \text{ m}$$

Y finalmente, conociendo que el canto de la losa de hormigón es de 0,25 m, se obtiene que la altura de la viga es:

$$h_{viga} = 1,5 - 0,25 = 1,25 \text{ m}$$

2.5.2 ALA INFERIOR

Teniendo el mayor momento de valor aumentado de cálculo $M_{Ed}' = 15817,39$ kN m en $X = 30$ m, se toma para el predimensionamiento un momento de **15850 kN m**.

Este momento aplicado en la sección y descompuesto como un par de fuerzas en la parte inferior de la viga de acero y en el punto medio de la losa de hormigón como se muestra en la FIGURA 35 produce una fuerza de tracción y compresión de:

$$M = F \times d \rightarrow F = \frac{M}{d} = \frac{15850}{1,25 + \frac{0,25}{2}} = \frac{15850}{1,375} = 11527,3 \text{ kN}$$

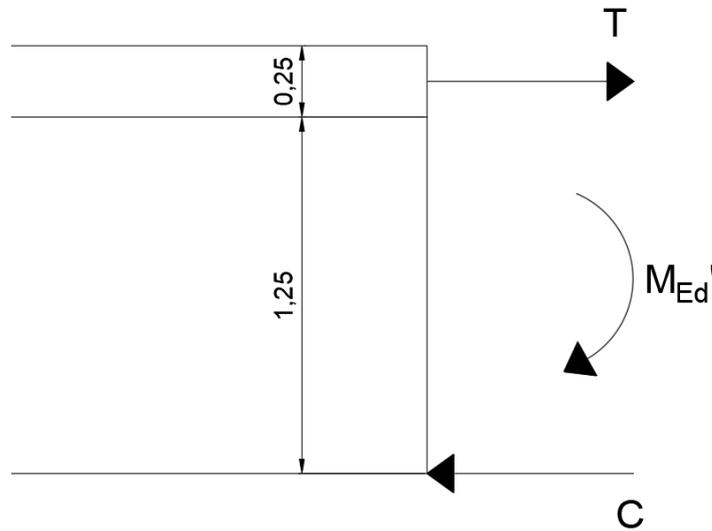


FIGURA 35 MOMENTO NEGATIVO DESCOMPUESTO COMO UN PAR DE FUERZAS EN LA SECCIÓN DE ACERO Y HORMIGÓN DE CANTO 1,50 METROS

En este apartado de predimensionamiento existen algunos redondeos en los resultados de los cálculos por ser estos una forma aproximada y no exacta de calcular la sección necesaria.

Esta fuerza F tiene que ser resistida por el ala inferior de tal forma que:

$$F = A_{fi} \times f_{yd}$$

Donde:

- A_{fi} Área del ala inferior necesaria para resistir la fuerza solicitada
- f_{yd} Límite elástico del acero expresado como $\frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

Por tanto, se tiene:

$$11527,3 \times 10^3 \text{ N} = A_{fi} \times \frac{355}{1,1} \text{ N/mm}^2$$

Obteniendo un área necesaria de:

$$A_{fi} = 35720 \text{ mm}^2$$

Ahora con las "Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos para carreteras (RPX-95)" se fuerza a que el ala inferior sea compacta. Para ello, como se muestra en la FIGURA 36, la relación de ancho-canto del ala inferior debe ser:

$$\frac{b_{fi}}{2 t_{fi}} = 10\eta$$

Donde:

b_{fi} Ancho del ala inferior ($2 \times c$)

t_{fi} Espesor del ala inferior

$\eta = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ con f_y en N/mm^2

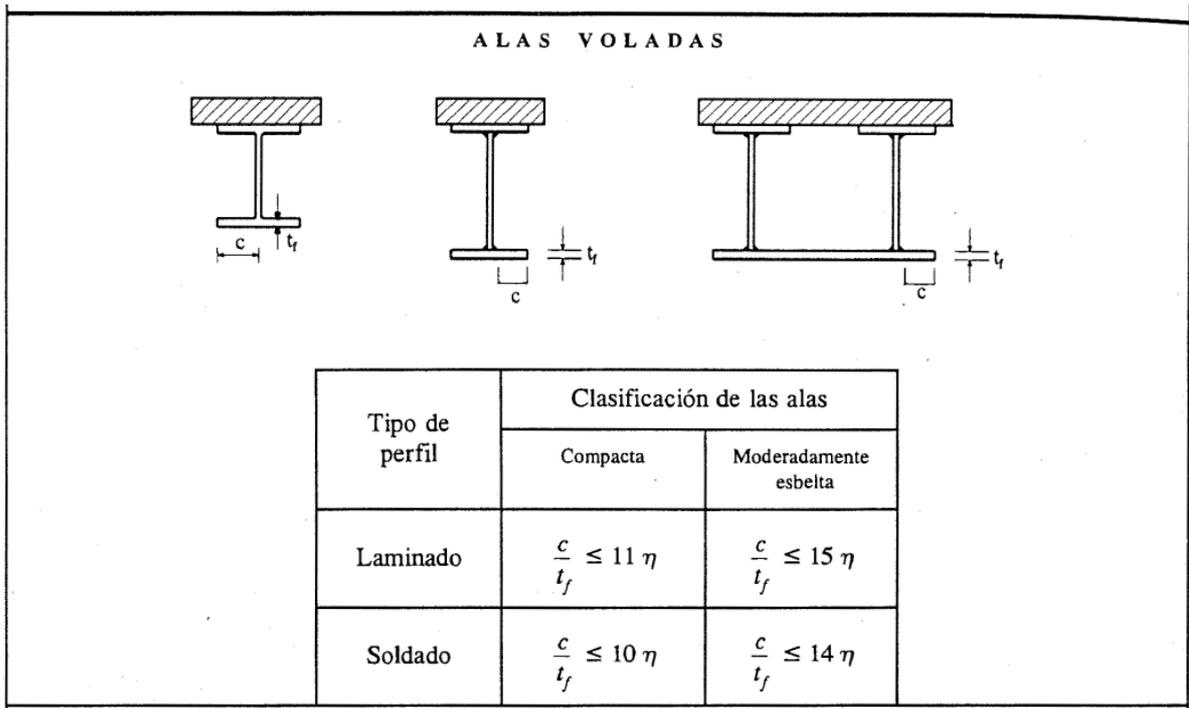


FIGURA 36 CLASIFICACIÓN DE LAS ALAS COMPRIMIDAS. FUENTE: RPX-95

Con esto descrito, se tiene el siguiente sistema de ecuaciones:

$$A_{fi} = t_{fi} \times b_{fi} = 35720$$

$$\frac{b_{fi}}{2} = 10 \times \sqrt{\frac{235}{355}}$$

Cuya solución matemática es:

$$t_{fi} = 46,9 \text{ mm}$$

$$b_{fi} = 762,4 \text{ mm}$$

Se adopta finalmente como dimensiones del ala inferior:

$$t_{fi} = 50 \text{ mm}$$

$$b_{fi} = 750 \text{ mm}$$

2.5.3 ALA SUPERIOR

Para el dimensionamiento del ala inferior se ha tomado el momento aumentado de cálculo cuando actúan todas las acciones consideradas en el predimensionamiento. En cambio, para el ala superior no se toma este momento. El ala inferior cuando más solicitada va a estar, por tratarse de una viga de un puente mixto, es durante la construcción cuando está actuando el peso propio del acero y del hormigón cuando éste no ha fraguado y por lo tanto no forma parte de la sección resistente. Este punto es el que se expone en la Fase II en el proceso constructivo explicado en el apartado 3 proceso constructivo.

Se pasa a calcular los momentos más desfavorables con las cargas actuantes del peso propio del acero y del hormigón como se ve en la FIGURA 37.

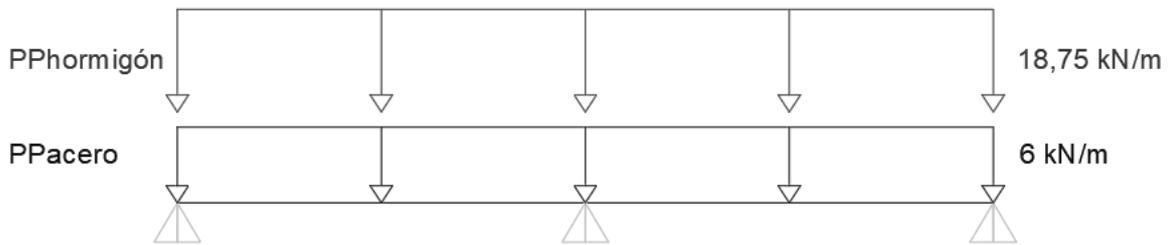


FIGURA 37 VIGA SOMETIDA A PESO PROPIO DEL ACERO Y DEL HORMIGÓN

Con los dos vanos cargados el momento máximo se da en $X = 11,25$ m y el momento mínimo en $X = 30$ m. La ley de momentos flectores para una carga de acero y hormigón de $24,75$ kN/m ($6 + 18,75$) se puede ver en la FIGURA 38.

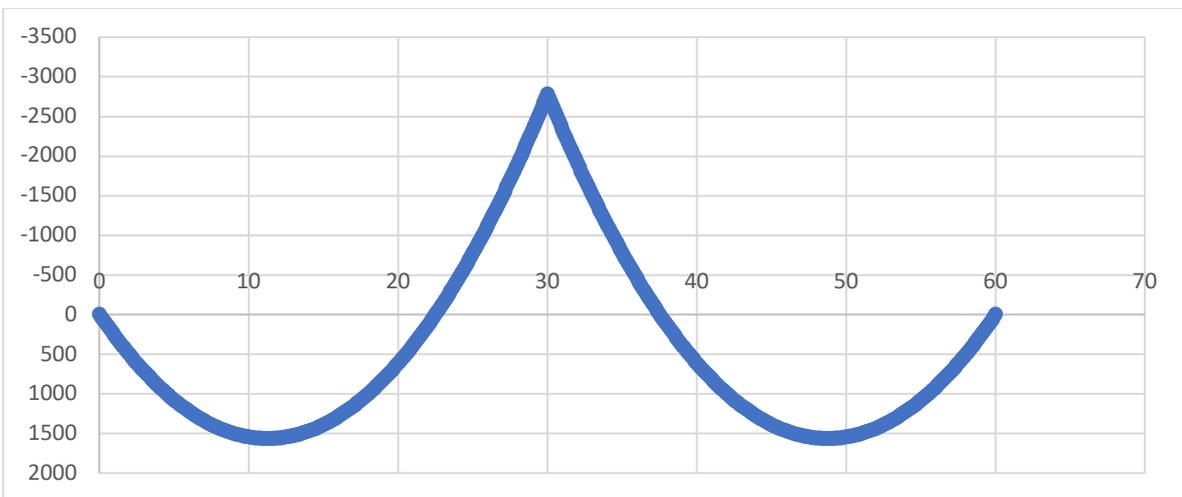


FIGURA 38 MOMENTOS ASOCIADOS AL PESO PROPIO DEL ACERO Y DEL HORMIGÓN

Se destacan los valores de los momentos flectores que se tienen en las secciones más desfavorables (secciones críticas) en la TABLA 15.

TABLA 15 MOMENTOS PESO PROPIO ACERO Y HORMIGÓN-SECCIONES DESFAVORABLES

X [m]	M [kN/m]
11,2500	1566,2109
12,9696	1529,6178
13,1250	1522,7051
30,0000	-2784,3750

Teniendo el mayor momento en valor característico de **-2784,375 kN m** en $X = 30 \text{ m}$, se toma para el predimensionamiento un momento de:

$$M'_{Ed} = -2784,375 \times 1,35 \times 1,4 = -5262,5 \text{ kN m.}$$

Este momento aplicado en la sección y descompuesto como un par de fuerzas en la parte inferior de la viga de acero y en la parte superior de la viga de acero como se muestra en la FIGURA 39 produce una fuerza de tracción y compresión de:

$$M = F \times d \rightarrow F = \frac{M}{d} = \frac{5262,5}{1,25} = 4210 \text{ kN}$$

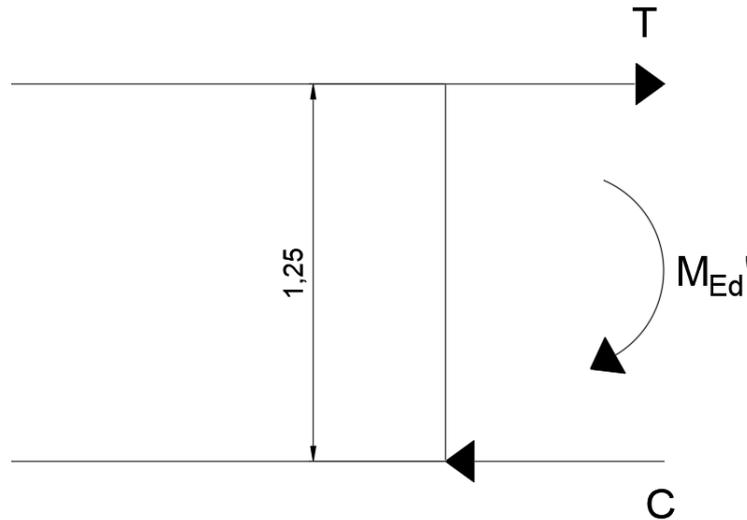


FIGURA 39 MOMENTO NEGATIVO DESCOMPUESTO COMO UN PAR DE FUERZAS EN LA SECCIÓN DE ACERO DE CANTO 1,25 METROS

Esta fuerza F tiene que ser resistida por el ala superior de tal forma que:

$$F = A_{fs} \times f_{yd}$$

Donde:

A_{fs} Área del ala superior necesaria para resistir la fuerza solicitada

f_{yd} Límite elástico del acero expresado como $\frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

Por tanto, se tiene:

$$4210 \times 10^3 \text{ N} = A_{fs} \times \frac{355}{1,1} \text{ N/mm}^2$$

Obteniendo un área necesaria de:

$$A_{fs} = 13045 \text{ mm}^2$$

Ahora con las “Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos para carreteras (RPX-95)” se fuerza a que el ala inferior sea compacta. Para ello, como se muestra en la FIGURA 36, la relación de ancho-canto del ala inferior debe ser:

$$\frac{b_{fs}}{2t_{fs}} = 10\eta$$



Donde:

b_{fi} Ancho del ala superior ($2 \times c$)

t_{fi} Espesor del ala superior

$$\eta = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ con } f_y \text{ en N/mm}^2$$

Con esto descrito, se tiene el siguiente sistema de ecuaciones:

$$A_{fi} = t_{fs} \times b_{fs} = 13045$$

$$\frac{b_{fs}}{2} = 10 \times \sqrt{\frac{235}{355}}$$

Cuya solución matemática es:

$$t_{fs} = 28,3 \text{ mm}$$

$$b_{fs} = 460,7 \text{ mm}$$

Se adopta finalmente como dimensiones del ala inferior:

$$t_{fs} = 30 \text{ mm}$$

$$b_{fs} = 450 \text{ mm}$$

2.5.4 ALMA

El diseño del alma se diseña en función del cortante que debe resistir esta. Como se ha visto, se tiene el valor más grande de cortante calculado en valor característico de 1605,302 kN en la sección $X = 30$ m obtenido con SAP2000. Se toma para el predimensionamiento un valor del cortante aumentado de cálculo de:

$$V'_{Ed} = 1605,302 \times 1,35 \times 1,2 = 2600,59 \text{ kN.}$$

En este caso se ha utilizado un coeficiente de experiencia de 1,2 por considerarse este suficiente.

Como la altura de la viga es de 1,25 m y los espesores del ala inferior y superior ya son conocidos, se tiene una altura del alma de:

$$d = h_{viga} - t_{fi} - t_{fs} = 1250 - 50 - 30 = 1170 \text{ mm.}$$

Para obtener el espesor del alma se considera que no hay rigidizadores transversales (o sólo en apoyos) y se sigue la formulación de la FIGURA 41. Para ello se debe realizar una iteración que se realiza en una hoja de cálculo donde se asigna un valor inicial de $\chi = 1$ y luego se calcula dicho valor real de χ hasta que la solución converge.

En esta iteración el resultado que se obtiene del espesor del alma t_w es de 14,89 mm, por tanto, se adopta un valor del espesor del alma:

$$t_w = 15 \text{ mm}$$

Se tiene una relación canto-espesor del alma apropiado como se indica en la FIGURA 40, pues se cumple:

$$\frac{b}{t} = \frac{1170}{15} = 78 \leq 100 \times \sqrt{\frac{355}{355}} = 100$$

ELS de deformaciones del alma: Limitaciones de esbeltez recomendables		
Almas con rigidizadores transversales sólo en apoyos		$\frac{b}{t} \leq 100 \sqrt{\frac{355}{f_y}}$

FIGURA 40 RELACIÓN CANTO-ESPESOR DEL ALMA. FUENTE: ASIGNATURA PROYECTO Y EJECUCIÓN DE ESTRUCTURAS METÁLICAS Y MIXTAS 2ºMUICCP (UPV)

$V_{cr,d}$ = Cortante de cálculo que abolla el alma

$$\tau_t = \chi \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}}$$

Paneles intermedios con $a/d \geq 1$

$$\chi = 1 - 0.8(\bar{\lambda}_w - 0.8) \leq 1 \quad \text{si} \quad \bar{\lambda}_w \leq 1.25$$

$$\chi = \frac{1}{\bar{\lambda}_w^2} \quad \text{si} \quad \bar{\lambda}_w > 1.25$$

λ_w = Esbeltez relativa

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_{yw} / \sqrt{3}}{\tau_{cr}}}$$

$$V_{cr,d} = d t_w \frac{\tau_t}{\gamma_a}$$

NOTA.- Con almas inclinadas, en vez de d, tomar su proyección en la dirección del cortante

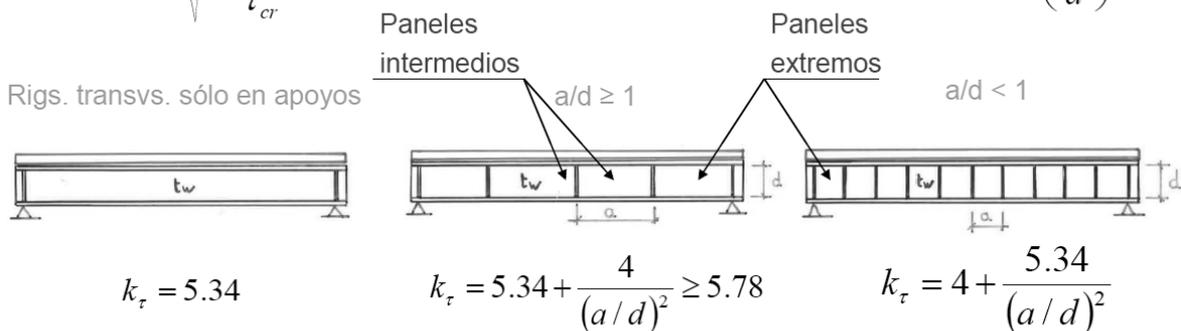
Paneles intermedios con $a/d < 1$ y extremos y viga con rigs. transv. sólo en apoyos

$$\chi = 1 - 0.625(\bar{\lambda}_w - 0.8) \leq 1 \quad \text{si} \quad \bar{\lambda}_w \leq 1.20$$

$$\chi = \frac{0.9}{\bar{\lambda}_w} \quad \text{si} \quad \bar{\lambda}_w > 1.20$$

τ_{cr} = Tensión tangencial crítica de abolladura elástica

$$\tau_{cr} = 0.9 k_\tau \left(\frac{t_w}{d} \right)^2 E_a$$



PROYECTO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS Y MIXTAS – 2º MUICCP – TEMA 2.4: La Estructura Mixta. Estados Límite Últimos (ELU). Análisis y verificaciones

34

FIGURA 41 CORATANE DE CÁLCULO QUE ABOLLA EL ALMA. FUENTE: ASIGNATURA PROYECTO Y EJECUCIÓN DE ESTRUCTURAS METÁLICAS Y MIXTAS 2ºMUICCP (UPV)

Ahora se pasa a calcular el cortante de cálculo que abolla el alma. Este está definido por la expresión:

$$V_{cr'd} = d t_w \frac{\tau_t}{\gamma_a} = 1170 \times 15 \times \frac{\tau_t}{1.1}$$

Donde:

$$\tau_t = \chi \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} = \chi \times \frac{355}{\sqrt{3}}$$

$$\tau_{cr} = 0,9 k_t \left(\frac{t_w}{d} \right)^2 E_a = 0,9 \times 5,34 \times \left(\frac{15}{1170} \right)^2 \times 210000 = 165,88$$

$$\lambda_w = \sqrt{\frac{f_{yw}}{\sqrt{3} \tau_{cr}}} = \sqrt{\frac{355}{\sqrt{3} \times 165,88}} = 1,112 < 1,20$$

$$\chi = 1 - 0,625(\lambda_w - 0,8) = 1 - 0,625 \times (1,112 - 0,8) = 0,805 \leq 1$$

$$\tau_t = 0,805 \times \frac{355}{\sqrt{3}} = 165,05$$

Con esto finalmente se tiene:

$$V_{cr'd} = d t_w \frac{\tau_t}{\gamma_a} = 1170 \times 15 \times \frac{165,05}{1,1} = 2633307,24 \text{ N} = 2633,31 \text{ kN}$$

$$V_{cr'd} = 2633,31 \text{ kN} > V'_{Ed} = 2600,59 \text{ kN}$$

Por tanto, el cortante de cálculo aumentado que solicita la sección (V'_{Ed}) es menor que el cortante de cálculo que abolla el alma ($V_{cr'd}$) y se puede decir que la sección resiste ese cortante solicitante.

2.5.5 GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN DE ACERO

Con los apartados anteriores se ha definido todas las dimensiones de la sección en milímetros que se pueden ver en la FIGURA 42.

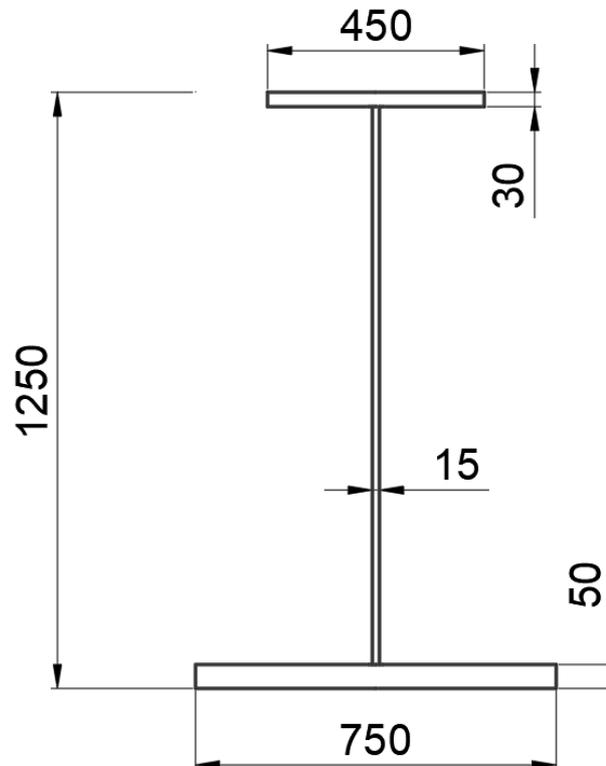


FIGURA 42 GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN

2.5.6 NUEVA GEOMETRÍA

Se considera que la sección obtenida no es del todo apropiada por los espesores que se tienen y se pasa a recalcular las dimensiones de la viga de acero aumentando la altura de esta. La altura de viga obtenida ha sido de 1,25 m y ahora se aumenta pasando a ser de 1,50 m teniéndose así un canto total de la sección mixta de 1,75 m como se muestra a continuación.

$$h_{viga} = 1,50 \text{ m}$$

$$h = h_{viga} + h_{losa} = 1,50 + 0,25 = 1,75 \text{ m}$$

Se pasa con este nuevo valor de la altura de la viga a predimensionar el ala inferior, el ala superior y el alma de la viga de acero.

2.5.6.1 ALA INFERIOR

Copmo ya se ha comentado, el mayor momento de valor aumentado de cálculo es $M_{Ed}' = 15817,39 \text{ kN m}$ en $X = 30 \text{ m}$ y se toma para el predimensionamiento un momento de **15850 kN m**.

Este momento aplicado en la sección y descompuesto como un par de fuerzas en la parte inferior de la viga de acero y en el punto medio de la losa de hormigón como se muestra en la FIGURA 43 produce una fuerza de tracción y compresión de:

$$M = F \times d \rightarrow F = \frac{M}{d} = \frac{15850}{1,5 + \frac{0,25}{2}} = \frac{15850}{1,625} = 9754 \text{ kN}$$

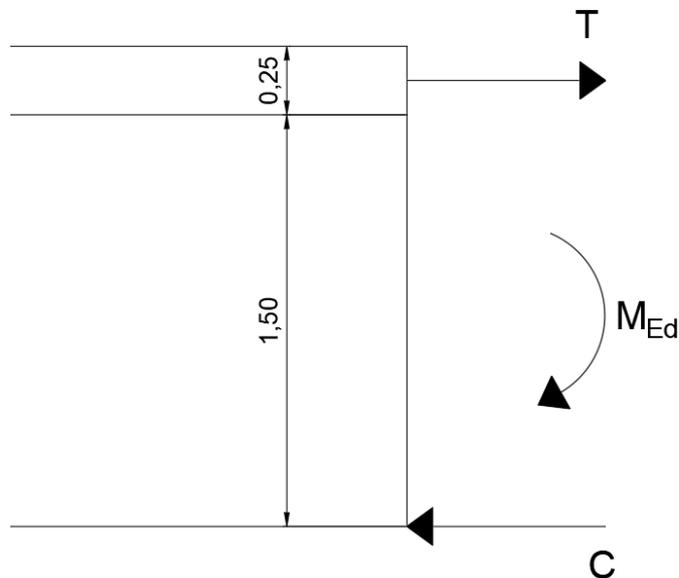


FIGURA 43 MOMENTO NEGATIVO DESCOMPUESTO COMO UN PAR DE FUERZAS EN LA SECCIÓN DE ACERO Y HORMIGÓN DE CANTO 1,75 METROS

Esta fuerza F tiene que ser resistida por el ala inferior de tal forma que:

$$F = A_{fi} \times f_{yd}$$

Por tanto, se tiene:

$$9754 \times 10^3 \text{ N} = A_{fi} \times \frac{355}{1,1} \text{ N/mm}^2$$

Obteniendo un área necesaria de:

$$A_{fi} = 30223 \text{ mm}^2$$

Ahora con las “Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos para carreteras (RPX-95)” se fuerza a que el ala inferior sea compacta. Para ello, como se muestra en la FIGURA 36, la relación de ancho-canto del ala inferior debe ser:

$$\frac{b_{fi}}{2} = 10t_{fi}$$

Con esto descrito, se tiene el siguiente sistema de ecuaciones:

$$A_{fi} = t_{fi} \times b_{fi} = 30223$$

$$\frac{b_{fi}}{2} = 10 \times \sqrt{\frac{235}{355}}$$

Cuya solución matemática es:

$$t_{fi} = 43,1 \text{ mm}$$

$$b_{fi} = 701,3 \text{ mm}$$

Se adopta finalmente como dimensiones del ala inferior:

$$t_{fi} = 45 \text{ mm}$$

$$b_{fi} = 700 \text{ mm}$$

2.5.6.2 ALA SUPERIOR

Como ya se ha explicado, el mayor momento en valor característico para el predimensionamiento del ala superior es de **-2784,375 kN m** en $X = 30 \text{ m}$. Este se da en la fase II del proceso constructivo donde la sección resistente es únicamente la viga de acero y las acciones son el peso propio del acero y del hormigón. Por tanto, se toma para el predimensionamiento un momento de:

$$M'_{Ed} = -2784,375 \times 1,35 \times 1,4 = -5262,5 \text{ kN m.}$$

Este momento aplicado en la sección y descompuesto como un par de fuerzas en la parte inferior de la viga de acero y en la parte superior de la viga de acero como se muestra en la FIGURA 44 produce una fuerza de tracción y compresión de:

$$M = F \times d \rightarrow F = \frac{M}{d} = \frac{5262,5}{1.5} = 3508,33 \text{ kN}$$

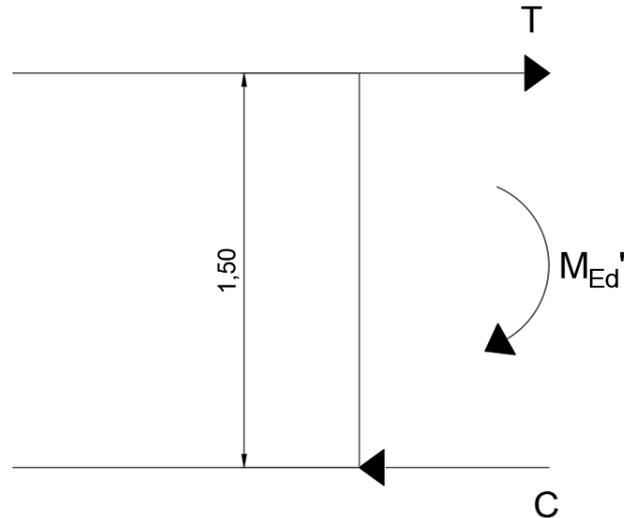


FIGURA 44 MOMENTO NEGATIVO DESCOMPUESTO COMO UN PAR DE FUERZAS EN LA SECCIÓN DE ACERO DE CANTO 1,50 METROS

Esta fuerza F tiene que ser resistida por el ala superior de tal forma que:

$$F = A_{fs} \times f_{yd}$$

Por tanto, se tiene:

$$3508,33 \times 10^3 \text{ N} = A_{fs} \times \frac{355}{1,1} \text{ N/mm}^2$$

Obteniendo un área necesaria de:

$$A_{fs} = 10871 \text{ mm}^2$$

Ahora con las “Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos para carreteras (RPX-95)” se fuerza a que el ala inferior sea compacta. Para ello, como se muestra en la FIGURA 36, la relación de ancho-canto del ala inferior debe ser:

$$\frac{\frac{b_{fs}}{2}}{t_{fs}} = 10\eta$$

Con esto descrito, se tiene el siguiente sistema de ecuaciones:

$$A_{fi} = t_{fs} \times b_{fs} = 10871$$

$$\frac{\frac{b_{fs}}{2}}{t_{fs}} = 10 \times \sqrt{\frac{235}{355}}$$

Cuya solución matemática es:

$$t_{fs} = 25,8 \text{ mm}$$

$$b_{fs} = 420,6 \text{ mm}$$

Se adopta finalmente como dimensiones del ala inferior:

$$t_{fs} = 30 \text{ mm}$$

$$b_{fs} = 400 \text{ mm}$$

2.5.6.3 ALMA

El diseño del alma se diseña en función del cortante que debe resistir esta. Como se ha visto, se tiene el valor más grande de cortante calculado en valor característico de 1605,302 kN en la sección $X = 30$ m obtenido con SAP2000. Se toma para el predimensionamiento un valor del cortante aumentado de cálculo de:

$$V'_{Ed} = 1605,302 \times 1,35 \times 1,2 = \mathbf{2600,59 \text{ kN.}}$$

Como la altura de la viga es de 1,50 m y los espesores del ala inferior y superior ya son conocidos, se tiene una altura del alma de:

$$d = h_{viga} - t_{fi} - t_{fs} = 1500 - 45 - 30 = \mathbf{1425 \text{ mm.}}$$

Para obtener el espesor del alma se considera que no hay rigidizadores transversales (o sólo en apoyos) y se sigue la formulación de la FIGURA 41. Para ello se debe realizar una iteración que se realiza en una hoja de cálculo donde se asigna un valor inicial de $\chi = 1$ y luego se calcula dicho valor real de χ hasta que la solución converge.

En esta iteración el resultado que se obtiene del espesor del alma t_w es de 14,86 mm, por tanto, se adopta un valor del espesor del alma:

$$t_w = \mathbf{15 \text{ mm}}$$

Se tiene una relación canto-espesor del alma apropiado como se indica en la FIGURA 40, pues se cumple:

$$\frac{b}{t} = \frac{1425}{15} = 95 \leq 100 \times \sqrt{\frac{355}{355}} = 100$$

Ahora se pasa a calcular el cortante de cálculo que abolla el alma. Este está definido por la expresión:

$$V_{cr'd} = d t_w \frac{\tau_t}{\gamma_a} = 1425 \times 15 \times \frac{\tau_t}{1,1}$$

Donde:

$$\tau_t = \chi \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} = \chi \times \frac{355}{\sqrt{3}}$$

$$\tau_{cr} = 0,9 k_t \left(\frac{t_w}{d}\right)^2 E_a = 0,9 \times 5,34 \times \left(\frac{15}{1425}\right)^2 \times 210000 = 111,83$$

$$\lambda_w = \sqrt{\frac{f_{yw}}{\sqrt{3} \tau_{cr}}} = \sqrt{\frac{355}{\sqrt{3} \times 111,83}} = 1,354 > 1,20$$

$$\chi = \frac{0,9}{\lambda_w} = \frac{0,9}{1,354} = 0,66479$$

$$\tau_t = 0,66479 \times \frac{355}{\sqrt{3}} = 136,26$$

Con esto finalmente se tiene:

$$V_{cr'd} = d t_w \frac{\tau_t}{\gamma_a} = 1425 \times 15 \times \frac{136,26}{1,1} = 2647693,66 \text{ N} = 2647,69 \text{ kN}$$

$$V_{cr'd} = 2647,69 \text{ kN} > V'_{Ed} = 2600,59 \text{ kN}$$

Por tanto, el cortante de cálculo aumentado que solicita la sección (V'_{Ed}) es menor que el cortante de cálculo que abolla el alma ($V_{cr'd}$) y se puede decir que la sección resiste ese cortante solicitante.

2.5.6.4 GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN DEFINITIVA

Con los apartados anteriores se ha definido todas las dimensiones de la sección en milímetros que se pueden ver en la FIGURA 45.

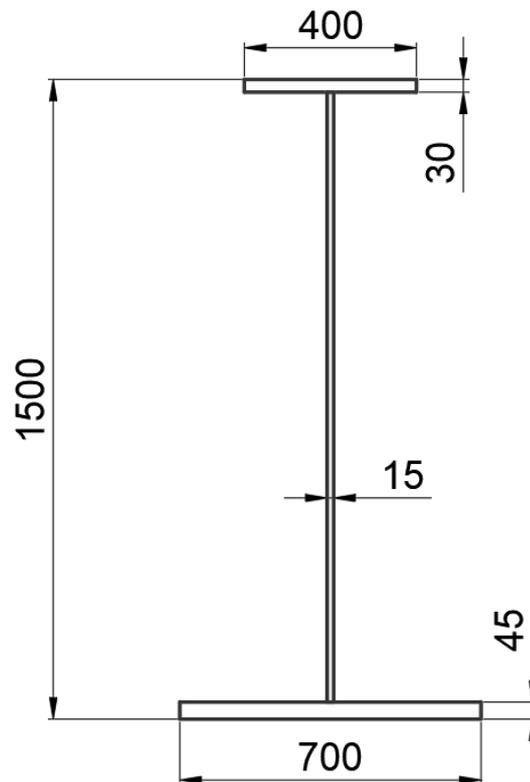


FIGURA 45 GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN DEFINITIVA

2.5.7 ARMADURA LONGITUDINAL NECESARIA

En este apartado se predimensiona el armado en sentido longitudinal que llevará la losa de hormigón. Para ello se realiza un proceso similar al predimensionado del ala inferior teniendo en cuenta que el acero para armar es del tipo B500 SD.

Teniendo el mayor momento de valor aumentado de cálculo $M_{Ed}' = 15817,39 \text{ kN m}$ en $X = 30 \text{ m}$, se toma para el predimensionamiento un momento de **15850 kN m**.

Este momento aplicado en la sección y descompuesto como un par de fuerzas en la parte inferior de la viga de acero y en el punto medio de la losa de hormigón como se muestra en la FIGURA 35 se tiene una fuerza de tracción y compresión de:

$$M = F \times d \rightarrow F = \frac{M}{d} = \frac{15850}{1,5 + \frac{0,25}{2}} = \frac{15850}{1,625} = 9754 \text{ kN}$$



Como el hormigón no resiste tracciones, toda esta fuerza F de tracción tiene que ser resistida por la armadura de tal forma que:

$$F = A_s \times f_{yd}$$

Donde:

A_s Área de armadura necesaria para resistir la fuerza solicitada

f_{yd} Límite elástico del acero expresado como $\frac{f_y}{\gamma_s}$

Por tanto, se tiene:

$$9754 \times 10^3 \text{ N} = A_s \times \frac{500}{1,15} \text{ N/mm}^2$$

Obteniendo un área necesaria de:

$$A_s = 22434,2 \text{ mm}^2$$

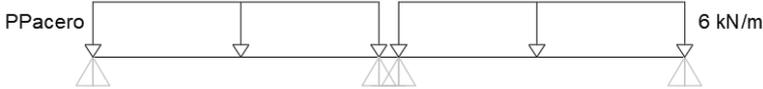
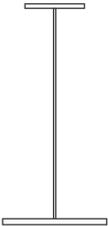
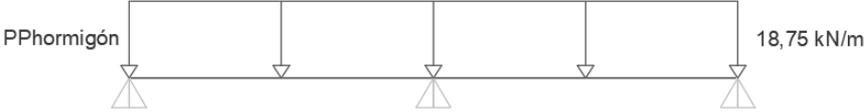
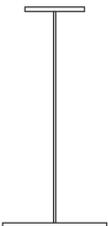
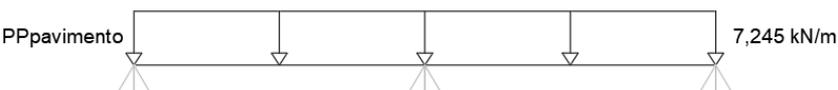
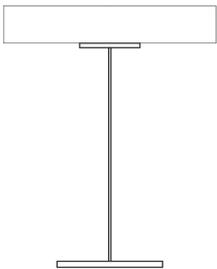
Con la definición del ancho eficaz se distribuirá esta armadura en superior e inferior definiendo el número y el diámetro de los cordones y la distancia entre ellos.

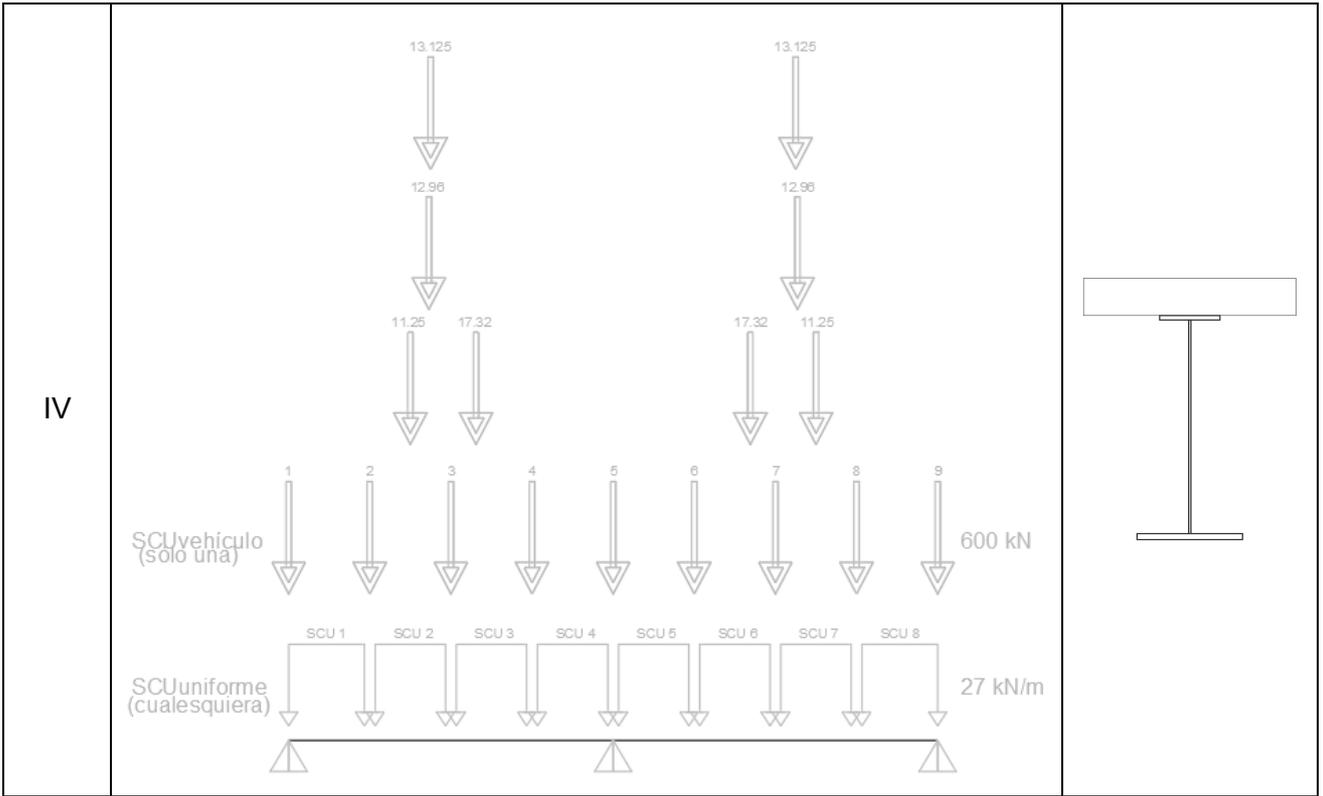
3 PROCESO CONSTRUCTIVO

En este apartado se define el proceso constructivo del tablero del puente, las secciones resistentes en cada fase y las acciones a considerar en cada una de ellas. Las fases del proceso constructivo se pueden ver en la TABLA 16 y la descripción de estas es la siguiente:

- **Fase I.** Se colocan de forma biapoyadas las vigas de acero. La única acción es la del peso propio del acero y la sección resistente es la viga de acero.
- **Fase II.** Se hormigona la losa pasándose de dos vanos biapoyados a dos vanos de viga continua. La acción nueva a considerar es el peso propio del hormigón. Como el hormigón aún no ha fraguado, no tiene resistencia y la sección resistente sigue siendo únicamente la del acero.
- **Fase III.** La losa de hormigón ya ha fraguado, por tanto, la sección resistente es la mixta acero-hormigón. La acción nueva a considerar es el peso propio de las cargas muertas.
- **Fase IV.** El puente entra en servicio y se consideran ahora las sobrecargas de uso. La sección resistente es la sección mixta.

TABLA 16 FASES DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

FASE	ACCIONES SOLICITANTES	SECCIÓN RESISTENTE
I		
II		
III		



4 ANCHOS EFICACES

En este apartado se determina el ancho eficaz siguiendo los apartados 4.4 y 4.5 de las "Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos para carreteras (RPX-95)". En la FIGURA 46 se indica la anchura de alas a considerar en diferentes comprobaciones de Estados Límites de Servicio, Estados Límites Últimos y Estado Límite de Fatiga. En la FIGURA 47 se indica cómo se reducen el ancho a ancho eficaz para vigas o cajones sin rigidizadores longitudinales. En la FIGURA 48, la FIGURA 49 y la FIGURA 50 se muestra cómo se obtiene el valor ψ_{el} para obtener el ancho eficaz. Por otro lado, en la FIGURA 51, se indica la distribución de anchos eficaces en el eje longitudinal de la viga a lo largo del puente en sus vanos. Finalmente, en la FIGURA 52 se expone como calcular las longitudes eficaces que son las distancias aproximadas entre momentos nulos, necesarias para obtener el coeficiente ψ_{el} ya comentado.

En primer lugar, se obtendrán los anchos eficaces y su distribución longitudinal a lo largo del puente para los Estados Límites de Servicio (ELS) y posteriormente para los Estados Límites Últimos (ELU).

CUADRO 4.4.1.- ANCHURA DE LAS ALAS A CONSIDERAR EN DIFERENTES COMPROBACIONES

ESTADO LIMITE	DETERMINACION DE SOLICITACIONES	RESPUESTA ESTRUCTURAL (R)			
		Resistencia última	Comprobación tensional	Desplazamientos y vibraciones	Fisuración
ESTADOS LIMITE DE SERVICIO	Anchura a considerar, según criterio del proyectista. En general, no es necesario considerar reducción de anchuras, excepto en casos de bajos valores de ψ_{el} o cuando las solicitaciones son muy sensibles al ancho considerado, como puede ser el caso de puentes en celosía, puentes en arco, puentes atirantados o determinadas situaciones durante las fases de montaje.	-	SI ⁽²⁾ con anchura eficaz elástica, ψ_{el}	SI ⁽²⁾ con anchura eficaz elástica, ψ_{el}	SI ⁽²⁾ con anchura eficaz elástica, ψ_{el}
ESTADOS LIMITE ULTIMOS ⁽¹⁾		SI ⁽²⁾ con anchura eficaz $\psi_{ult} = 2 \psi_{el}$ ($\psi_{ult} \geq 1$)	-	-	-
ESTADO LIMITE ULTIMO DE FATIGA		-	SI ⁽²⁾ con anchura eficaz elástica, ψ_{el}	-	SI ⁽²⁾ con anchura eficaz elástica, ψ_{el}

- (1) Además, en los elementos comprimidos con riesgo de inestabilidades locales, se considera una reducción adicional por este concepto, de acuerdo con lo que se establece en el apartado 6.3.2.
- (2) La sección eficaz se calcula aplicando un coeficiente ψ_{el} en los casos en que el comportamiento de la sección considerada sea fundamentalmente elástico lineal (ELS, Fatiga). En Estado Límite Ultimo, las deformaciones unitarias son sensiblemente superiores, lo que conduce al coeficiente ψ_{ult} .

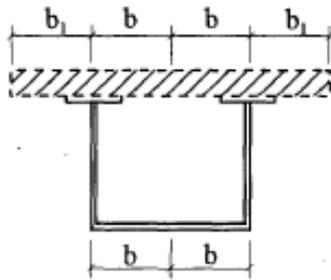
A efectos de la determinación del diagrama momento-curvatura de una sección, se puede interpolar linealmente entre los dos valores anteriores, de manera que $\psi_{el} \leq \psi \leq \psi_{ult}$. Estos coeficientes son de aplicación, tanto para los elementos metálicos como de hormigón, comprimidos o traccionados.

FIGURA 46 ANCHURAS DE LAS ALAS A CONSIDERAR EN DIFERENTES COMPROBACIONES.
FUENTE: RPX-95

4.5. ANCHURA EFICAZ ELASTICA

4.5.1. VIGAS O CAJONES SIN RIGIDIZADORES LONGITUDINALES

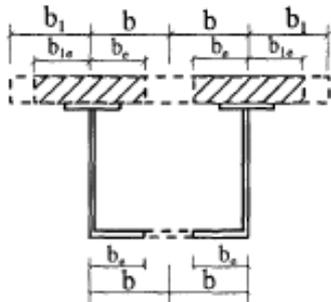
El valor de la anchura eficaz elástica será (figura 4.5.1.a):



$$b_e = \psi_{el} b$$

$$b_{1e} = \psi_{el} b_1$$

siendo los valores de ψ_{el} los especificados en la tabla 4.5, y la distribución de anchuras eficaces a lo largo de la viga, la representada en la figura 4.5.1.c). Para L se toma la distancia entre puntos de momento nulo o, como simplificación, los valores aproximados establecidos en la figura 4.5.1.d), siempre que la relación entre luces de vanos contiguos sea inferior a 1,5 y la longitud del voladizo inferior a la mitad de la luz del vano adyacente.



Cuando actúen simultáneamente cargas puntuales y cargas repartidas, el coeficiente ψ_{el} se puede deducir mediante la expresión:

$$\psi_{el} = \frac{\sum M_i}{\sum \psi_{el,i} M_i}$$

FIGURA 4.5.1.a)

donde:

- M_i momento correspondiente a la carga i considerada aisladamente
 $\psi_{el,i}$ coeficiente correspondiente a la carga i considerada aisladamente.

FIGURA 47 ANCHURA EFICAZ PARA VIGAS O CAJONES SIN RIGIDIZADORES LONGITUDINALES. FUENTE: RPX-95

TABLA 4.5.	
Caso	Coefficiente ψ_{el}
1. EN CENTRO DE VANO DE VIGAS ISOSTATICAS O CONTINUAS 	$\psi_{el,1} = \frac{1}{1 + 6,4 \left(\frac{b}{L}\right)^2} \quad \frac{b}{L} \geq \frac{1}{20} \quad (1)$ $\psi_{el,1} = 1 \quad \frac{b}{L} < \frac{1}{20} \quad (1)$

FIGURA 48 COEFICIENTE $\psi_{el,1}$ CASO 1. FUENTE: RPX-95

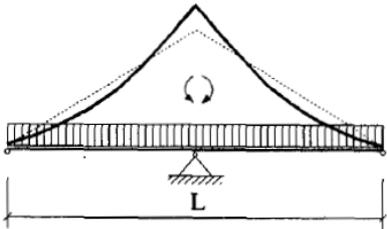
<p>2. EN APOYOS DE VIGAS CONTINUAS O EN APOYOS DE VOLADIZOS</p> 	$\psi_{el,2} = \frac{1}{1 + 6\left(\frac{b}{L}\right) + 1,6\left(\frac{b}{L}\right)^2} \quad \frac{b}{L} \geq \frac{1}{20} \quad (1)$ <p>$\psi_{el,2}$ interpolación lineal entre 0,767 y 1,0</p> $\psi_{el,2} = 1 \quad \frac{b}{L} \leq \frac{1}{50} \quad (1)$
---	--

FIGURA 49 COEFICIENTE $\psi_{el,2}$ CASO 2. FUENTE: RPX-95

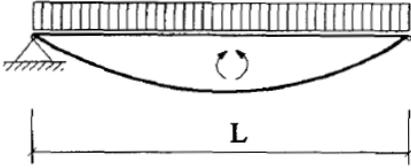
<p>4. EN APOYO EXTREMO DE VIGAS</p> 	$\psi_{el,4} = \left(0,55 + 0,025 \frac{L}{b}\right) \psi_1 \leq \psi_1 \quad (1)$
---	--

FIGURA 50 COEFICIENTE $\psi_{el,4}$ CASO 4. FUENTE: RPX-95

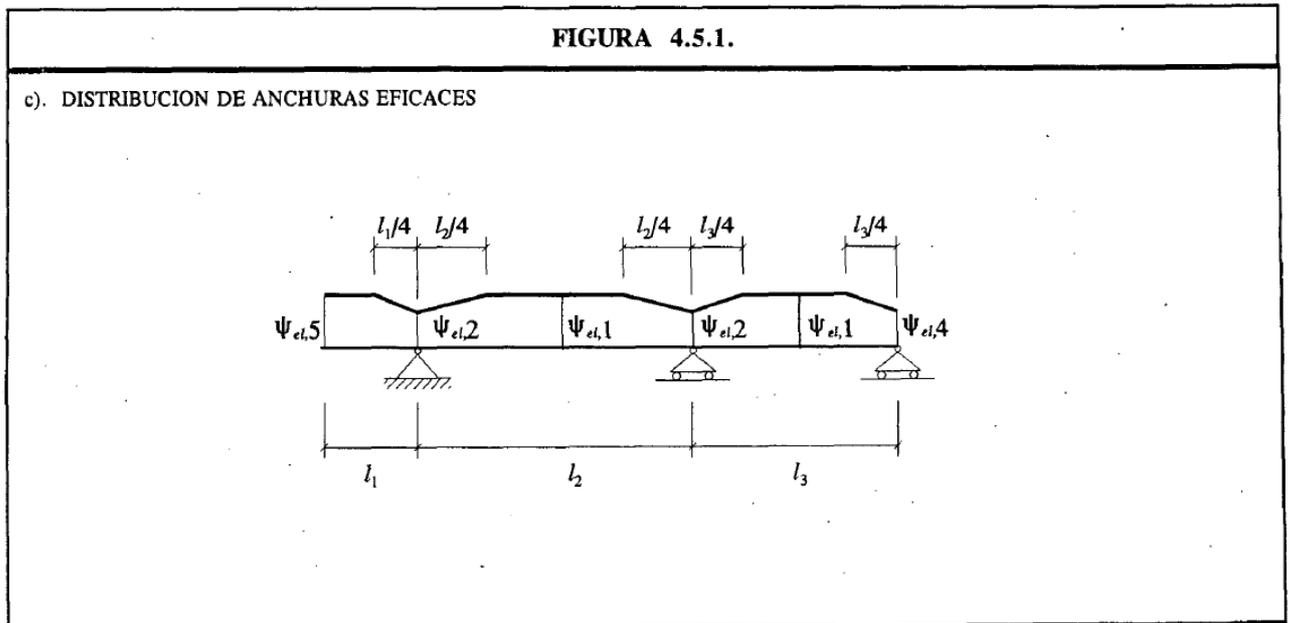


FIGURA 51 DISTRIBUCIÓN DE ANCHURA EFICACES. FUENTE: RPX-95

d). DETERMINACION APROXIMADA DE LONGITUDES EFICACES

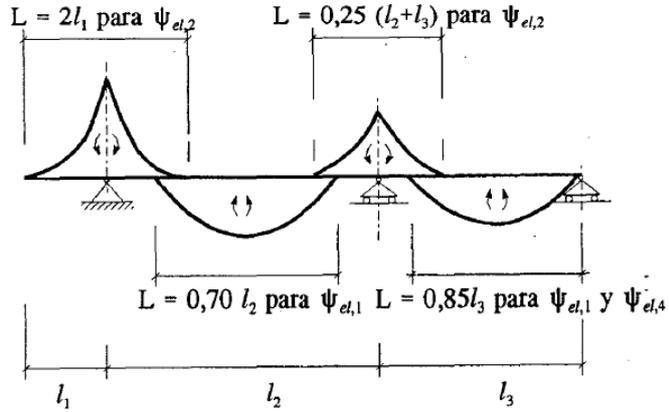


FIGURA 52 DETERMINACIÓN APROXIMADA DE LONGITUDES EFICACES. FUENTE: RPX-95

Para el puente en estudio, se tiene una distancia entre vigas (intereje) de 3,1 m y por tanto el ancho b se obtiene:

$$b = \frac{3,1}{2} = 1,55 \text{ m}$$

Las dos luces que se tiene son ambas de 30 m y como se tienen dos apoyos extremos y uno central se usa la nomenclatura de la FIGURA 52 para coincidir con las características de esta, por tanto, se tiene:

$$l_2 = l_3 = 30 \text{ m}$$

Con ello se puede calcular las longitudes eficaces que determinan la distancia entre momentos nulos que como se pueden ver en la FIGURA 53, son de 25,5 m para los tramos de momentos positivos y de 15 m para el tramo de momentos negativos.

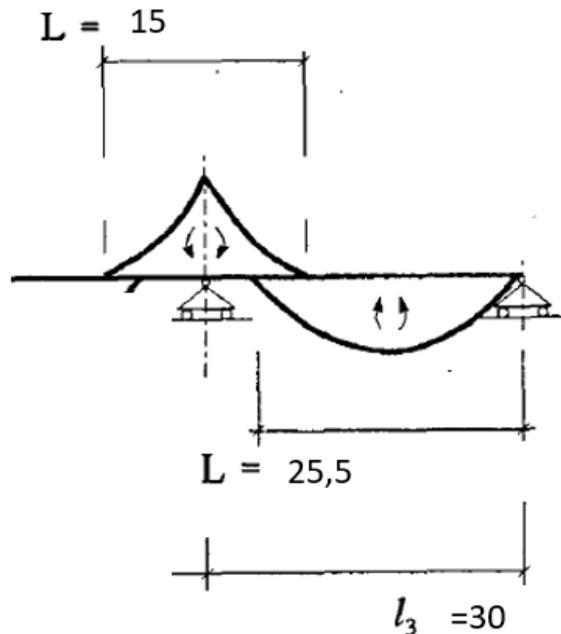


FIGURA 53 LONGITUDES EFICACES (SIMÉTRICO)

Se pasa a calcular los valores de ψ_{el} para los casos 1, 2 y 4 por ser los que afectan directamente.

➤ **Caso 1**

$$L = 25,5 \text{ m}$$

$$\frac{b}{L} = \frac{1,55}{25,5} = 0,0608 > \frac{1}{20} = 0,05$$

$$\psi_{el,1} = \frac{1}{1 + 6,4 \times \left(\frac{b}{L}\right)^2} = \frac{1}{1 + 6,4 \times \left(\frac{1,55}{25,5}\right)^2} = \mathbf{0,9769}$$

➤ **Caso 2**

$$L = 15 \text{ m}$$

$$\frac{b}{L} = \frac{1,55}{15} = 0,103 > \frac{1}{20} = 0,05$$

$$\psi_{el,2} = \frac{1}{1 + 6 \times \left(\frac{b}{L}\right) + 1,6 \times \left(\frac{b}{L}\right)^2} = \frac{1}{1 + 6 \times \left(\frac{1,55}{15}\right) + 1,6 \times \left(\frac{1,55}{15}\right)^2} = \mathbf{0,6108}$$

➤ **Caso 4**

$$L = 25,5 \text{ m}$$

$$\psi_{el,4} = \left(0,55 + 0,025 \times \frac{L}{b}\right) \times \psi_{el,1} = \left(0,55 + 0,025 \times \frac{25,5}{1,55}\right) \times 0,9769 = \mathbf{0,9391} \leq \psi_{el,1}$$

Con lo expuesto en la FIGURA 51 relativo a la distribución de anchuras eficaces se obtiene la distribución de los anchos eficaces como se ve en la FIGURA 54.

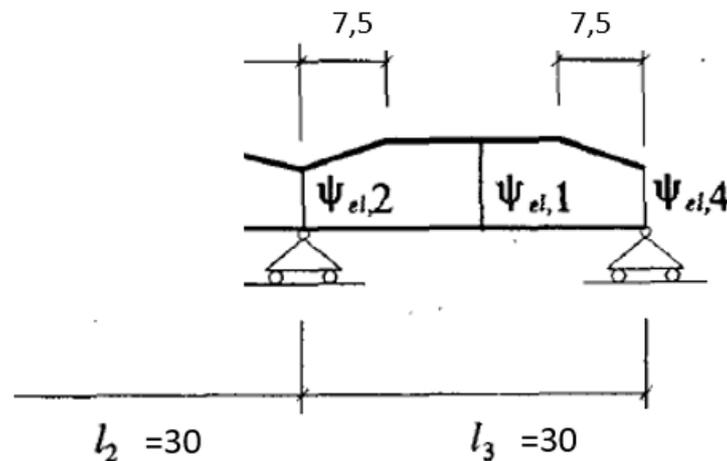


FIGURA 54 DISTRIBUCIÓN DE ANCHURAS EFICACES (SIMÉTRICO)

Con esto se muestra a continuación el valor de los anchos eficaces que corresponde a los distintos tramos de la distribución comentada:

$$b_{e1} = \psi_{el,1} \times b = 0,9769 \times 1,55 = 1,5142 \text{ m}$$

$$2 \times b_{e1} = 2 \times 1,5142 = 3,0284 \text{ m}$$

$$b_{e2} = \psi_{el,2} \times b = 0,6108 \times 1,55 = 0,9468 \text{ m}$$

$$2 \times b_{e2} = 2 \times 0,9468 = 1,8936 \text{ m}$$

$$b_{e4} = \psi_{el,4} \times b = 0,9391 \times 1,55 = 1,4556 \text{ m}$$

$$2 \times b_{e4} = 2 \times 1,4556 = 2,9112 \text{ m}$$

Finalmente, se muestra en la FIGURA 55 (valores en metros) los anchos eficaces multiplicados por dos ($2 \times b_e$) y su distribución a lo largo del puente para los Estados Límites de Servicio (ELS).

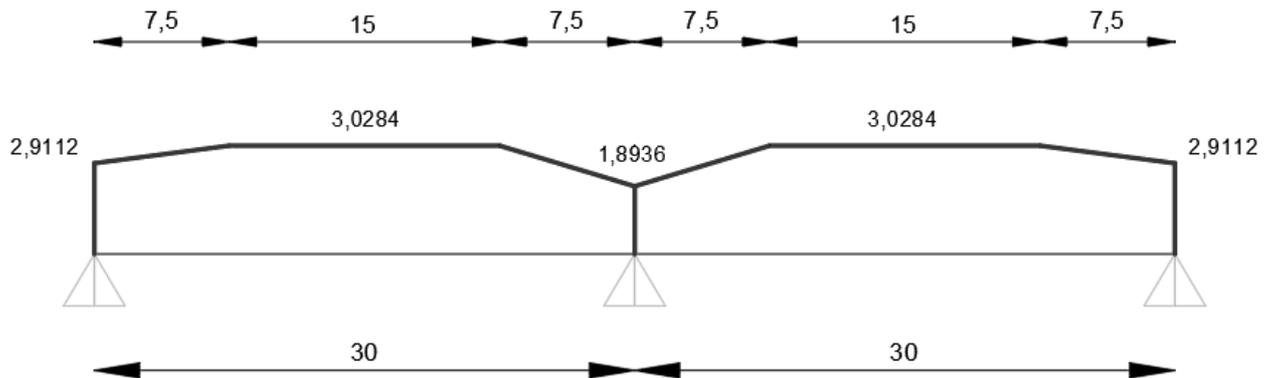


FIGURA 55 ANCHOS EFICACES PARA ELS

Para verificaciones de Estados Límites Últimos (ELU) la expresión para obtener el valor de ψ_{ult} es la siguiente:

$$\psi_{ult} = 2 \times \psi_{el} \leq 1$$

Dada esta última limitación, se tiene:

$$\psi_{ult} = 1$$

$$b_e = \psi_{ult} \times b = 1 \times 1,55 = 1,55 \text{ m}$$

$$2 \times b_e = 2 \times 1,55 = 3,10 \text{ m}$$

Por tanto, como se puede ver en la FIGURA 56 (valores en metros), el ancho eficaz multiplicado por dos ($2 \times b_e$) distribuido a lo largo del puente para los Estados Límites Últimos (ELU) es constante.



FIGURA 56 ANCHOS EFICACES PARA ELU

Con los anchos eficaces reales calculados para ELS y ELU a lo largo del puente, se expone en la FIGURA 57 los resultados reales.

REAL

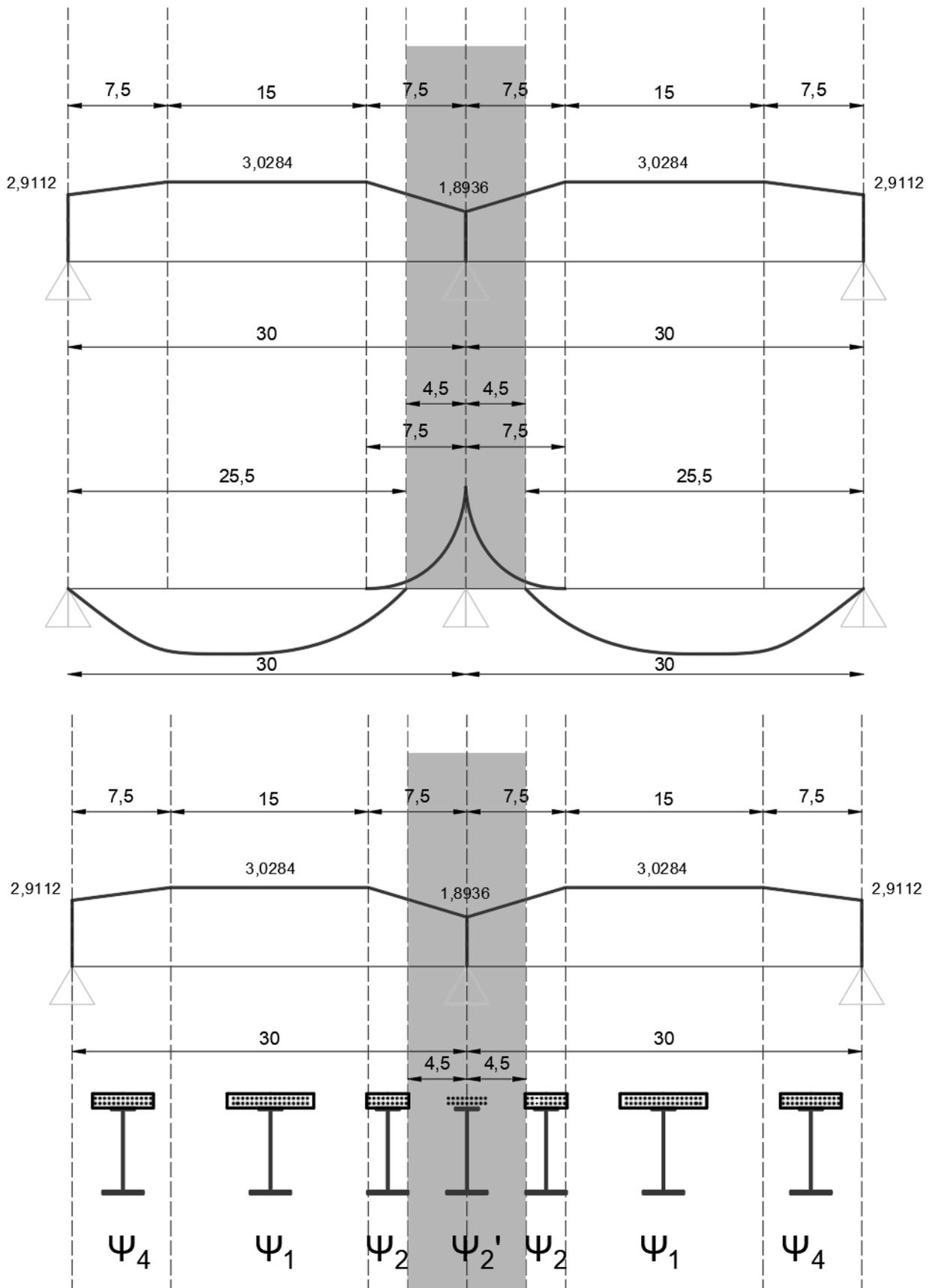


FIGURA 57 ANCHOS EFICACES REALES



En esta se puede observar los anchos eficaces distribuidos en sentido longitudinal del puente y las secciones eficaces que se usarán para las comprobaciones de ELS. La zona sombreada hace referencia al tramo de zona fisurada donde el hormigón de la sección se encuentra en estado fisurado debido a los momentos negativos y por tanto la sección resistente para ELS será una sección compuesta sólo por acero (el del perfil y el de las armaduras).

A continuación, se detallan las simplificaciones necesarias para abordar el problema que se tiene, ya que el número de comprobaciones es muy elevado al tener zonas con distribución de anchos eficaces variables y una zona fisurada que puede extenderse para reducir el número de casos a comprobar.

En primer lugar, como se puede ver en la FIGURA 58 se pasa la distribución de anchos eficaces variable a una distribución lineal horizontal. De esta forma el número de casos a comprobar a lo largo del puente es de siete, siendo realmente sólo necesarios cuatro por la simetría del puente.

En segundo lugar, se opta por dos adaptaciones para seguir simplificando el problema. Por un lado, en el "ADAPTADO 1" se suprime la zona del Caso 2 no fisurado extendiendo la zona del Caso 1 hasta la zona fisurada. Y como alternativa, en el "ADAPTADO 2", se suprime la zona del Caso 2 no fisurado extendiendo la zona fisurada hasta la zona del Caso 1. Estas adaptaciones se representan en la FIGURA 59 y en la FIGURA 60. De esta forma el número de casos a comprobar a lo largo del puente es de cinco, siendo realmente sólo necesarios tres por la simetría del puente.

Por tanto, las secciones más desfavorables a comprobar para ELS son:

- $X = 7,5$ m por ser el punto de mayor momento en la zona del Caso 4.
- $X = 12,96$ m por ser el punto de mayor momento en la zona del Caso 1.
- $X = 30$ m por ser el punto de mayor momento en la zona del Caso 2 (Zona fisurada).

ADAPTADO 1

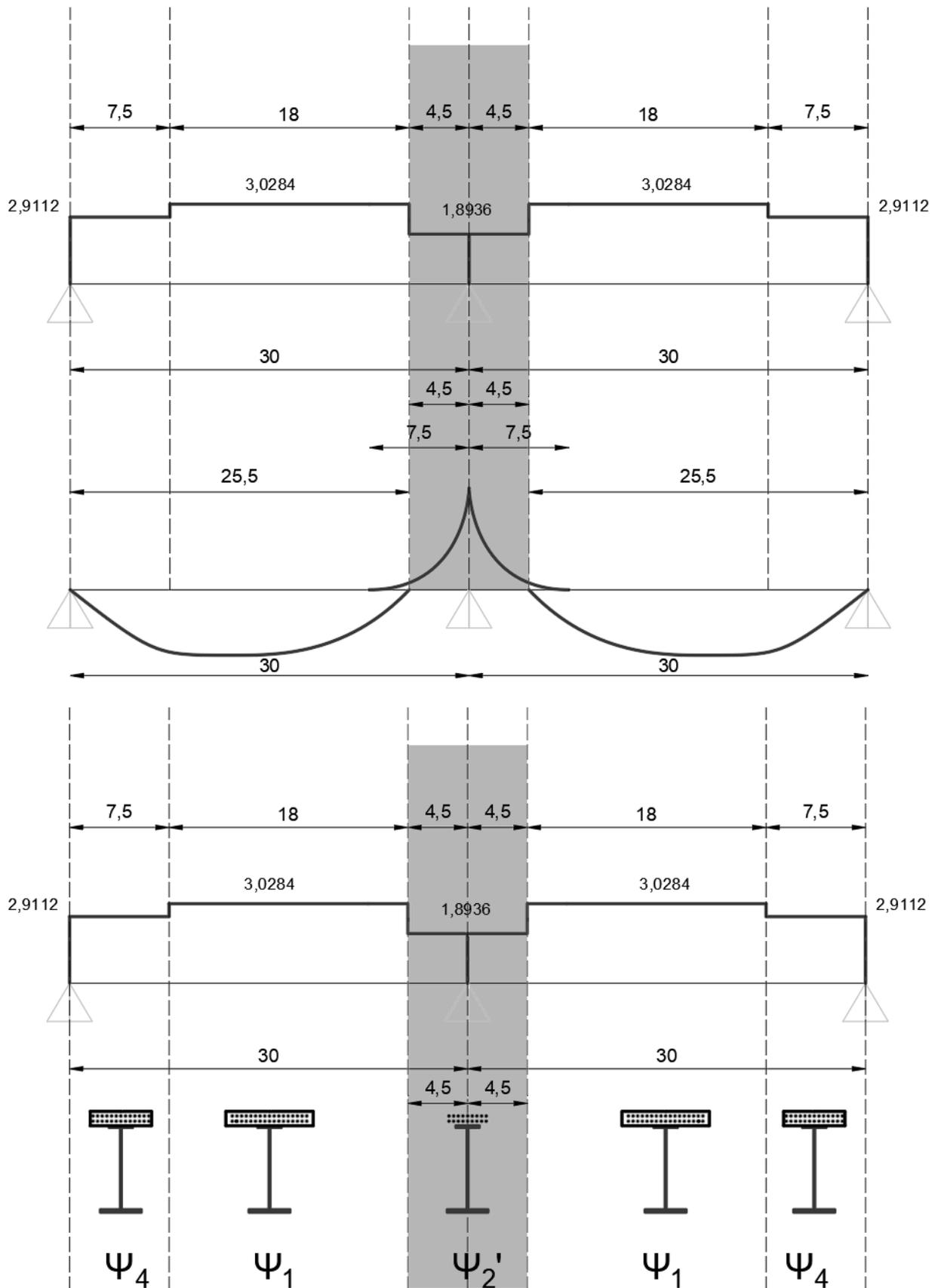


FIGURA 59 ANCHOS EFICACES ADAPTADO 1

ADAPTADO 2

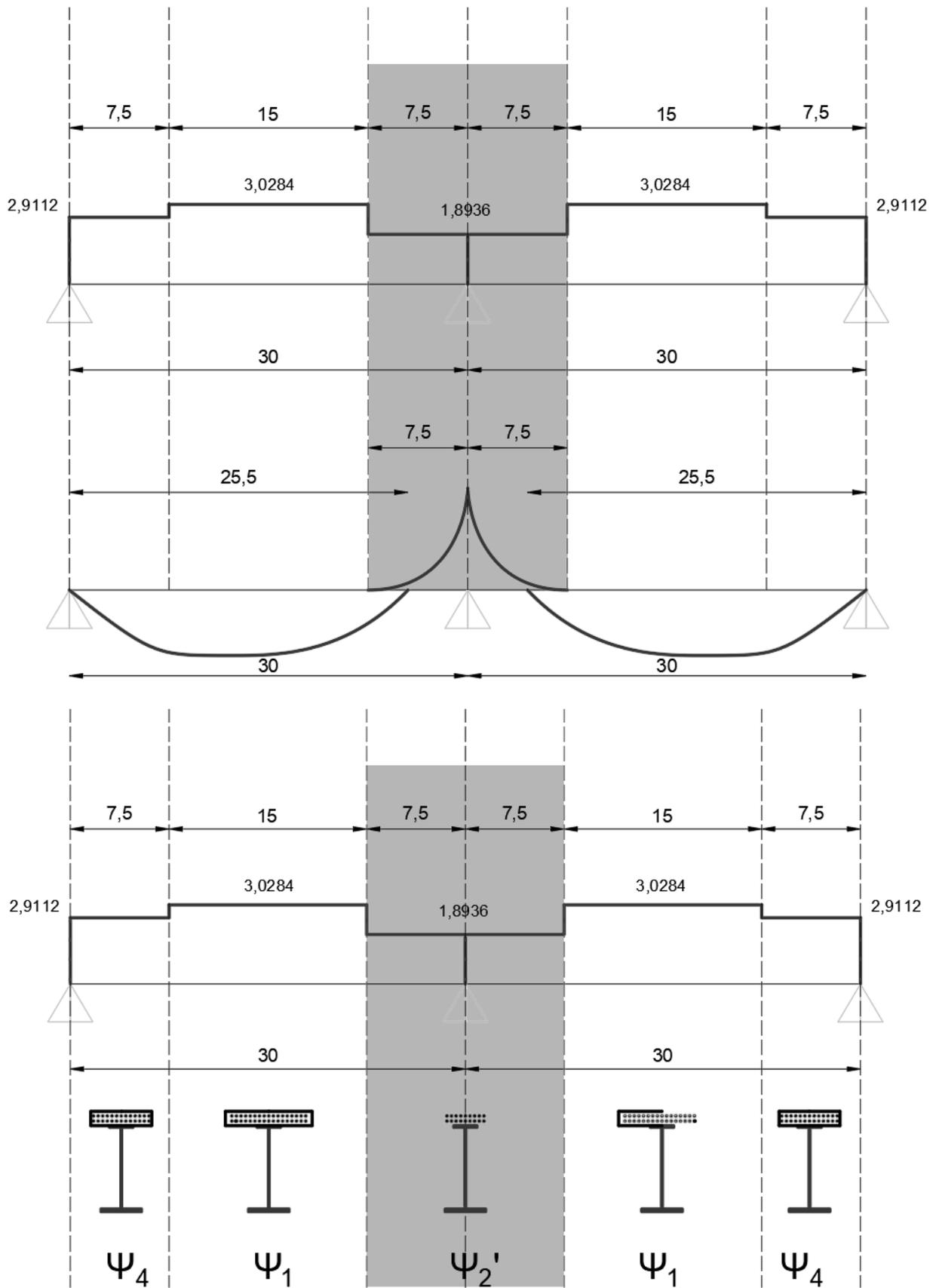


FIGURA 60 ANCHOS EFICACES ADAPTADO 2

5 ARMADURA LONGITUDINAL

A continuación, se dimensiona la armadura longitudinal para cada sección eficaz. Para ello con el valor obtenido de armadura necesaria en el apartado 2.5.7 armadura longitudinal, se establecen diferentes armaduras para cada ancho eficaz usando una hoja de cálculo para conseguir la necesaria.

Como se puede ver en la TABLA 17, se obtienen las siguientes armaduras tanto superior como inferior para cada ancho eficaz:

- Caso 1 ELS: 19 Ø 25 cada 0,15 m.
- Caso 2 ELS: 17 Ø 25 cada 0,10 m.
- Caso 4 ELS: 17 Ø 25 cada 0,15 m.
- ELU: 19 Ø 25 cada 0,15 m.

TABLA 17 ARMADURA LONGITUDINAL EN CADA SECCIÓN EFICAZ

		ELS					ELU		
		Caso 1	Caso 2	Caso 4					
2be [m]		3,02838982	1,89361032	2,91116182			3,1		
		0,12618291	0,07890043	0,12129841			0,12916667		
Cada		0,15	0,1	0,15	m		0,15	m	
		20,1892654	18,9361032	19,4077455			20,6666667		
n		19	17	17			19		
Espacio ocupado		3	1,8	2,7			3		
fi		25	25	25			25		
		9326,60	8344,86	8344,86	mm2		9326,60	mm2	
Se coloca		18653,2064	16689,711	16689,711	mm2		18653,2064	mm2	

De esta manera, se tienen las armaduras longitudinales representadas gráficamente para cada caso en la TABLA 18.

TABLA 18 DISTRIBUCIÓN DE ARMADURAS LONGITUDINALES

CASO	DISTRIBUCIÓN
Caso 1 ELS	
Caso 2 ELS	
Caso 4 ELS	
ELU	

Estas armaduras se distribuyen en la sección total del puente como se muestra en la FIGURA 61.

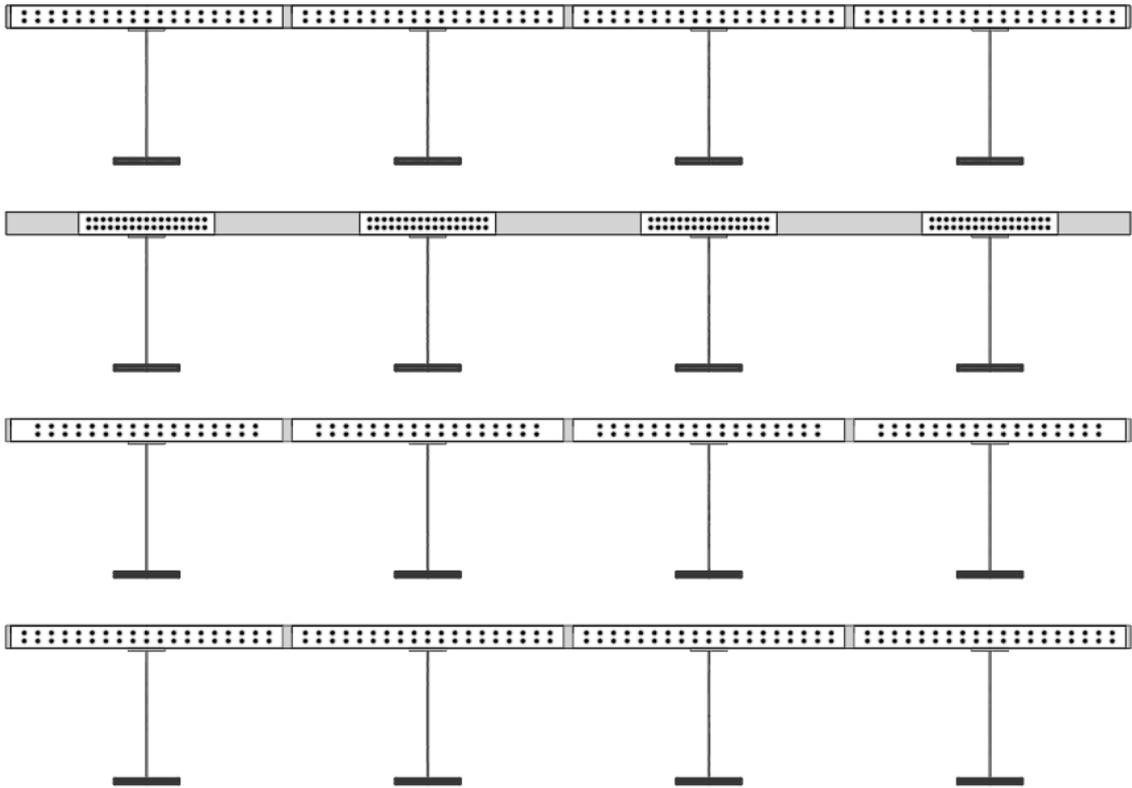


FIGURA 61 DISTRIBUCIÓN ARMADURAS EN SECCIÓN DEL PUENTE

5.1 RECUBRIMIENTOS DE LA ARMADURA

Se define ahora el recubrimiento nominal y la separación entre la armadura superior e inferior. Como se puede ver en la FIGURA 62, el recubrimiento nominal es de 5 cm la separación entre ejes de la armadura superior e inferior es de 10 cm.

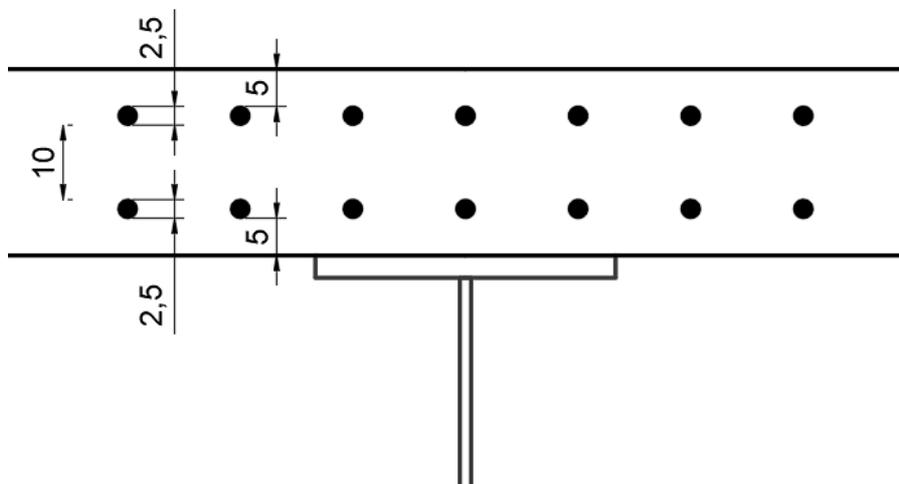


FIGURA 62 RECUBRIMIENTO NOMINAL Y SEPARACIÓN ENTRE ARMADURA SUPERIOR E INFERIOR

6 CONECTOR

Se deben disponer conectadores que aseguren el trabajo conjunto del hormigón y de la parte metálica de la estructura y, consiguientemente, tengan la capacidad necesaria para transmitir los esfuerzos rasantes que se generan en la superficie de contacto del acero y del hormigón. El número y distribución de los conectadores serán los que resulten de la capacidad resistente de los conectadores y de la envolvente de los esfuerzos rasantes, deducidos del análisis estructural.

Se utilizan pernos como conectadores y por ello se calcula el esfuerzo rasante último de uno de ellos.

6.1 ESFUERZO RASANTE DE UN PERNO

El esfuerzo rasante último de un perno P_{Rd} viene definido en las RPX-95 en el apartado "7.3.2.1 ESFUERZO RASANTE ÚLTIMO" con las expresiones de la FIGURA 63.

7.3.2.1. Esfuerzo rasante último

El esfuerzo rasante último de cálculo de un conector será el menor de los dos valores siguientes:

$$P_{Rd} = 0,8 f_u \frac{\pi d^2}{4} \frac{1}{\gamma_v}$$

$$P_{Rd} = 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_c} \frac{1}{\gamma_v}$$

siendo:

f_u	tensión de rotura del acero del perno, según el <i>apartado 3.8</i>
f_{ck}	resistencia característica del hormigón
E_c	módulo de elasticidad del hormigón, según el <i>apartado 3.6</i>
$\alpha = 0,2 \left[\frac{h}{d} + 1 \right] \geq 1$	
h	altura total del perno
γ_v	coeficiente parcial de seguridad de valor 1,25

Las expresiones anteriores son válidas para $d \leq 22$ mm. Para el caso de diámetros superiores se debe garantizar el ajuste a los criterios señalados en el *apartado 7.1*, por medio de ensayos.

FIGURA 63 ESFUERZO RASANTE ÚLTIMO. FUENTE: RPX-95

Las características del perno a dimensionar son:

d	Diámetro del vástago perno
h	Altura del perno

Estas vienen indicadas gráficamente en la FIGURA 64.

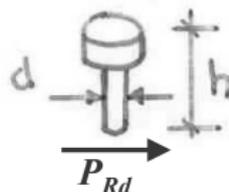


FIGURA 64 DIMENSIONES DE UN PERNO

Los cálculos del esfuerzo rasante se indican a continuación:

$$f_u = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_v = 1,25$$

- Se inicia un predimensionamiento con un diámetro del vástago de 20 mm y una altura de 100 mm:

$$d = 20 \text{ mm}$$

$$h = 100 \text{ mm}$$

- Con ello se tiene:

$$0,8 F_u \frac{\pi d^2}{4} \frac{1}{\gamma_v} = 0,8 \times 0,450 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2} \times \frac{\pi \times 20^2}{4} \text{mm}^2 \times \frac{1}{1,25} = 90 \text{ kN}$$

$$\alpha = 0,2 \times \left(\frac{h}{d} + 1 \right) = 0,2 \times \left(\frac{100}{20} + 1 \right) = 1,25 \leq 1$$

$$\alpha = 1$$

$$0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_c} \frac{1}{\gamma_v} = 0,29 \times 1 \times 20^2 \text{ mm}^2 \times \sqrt{0,030 \times 33,577} \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2} \times \frac{1}{1,25} = 93 \text{ kN}$$

- Entonces, podemos deducir el rasante último como:

$$P_{Rd} = 90 \text{ kN}$$

6.2 DIMENSIONAMIENTO DE LA CONEXIÓN POR EL MÉTODO PLÁSTICO

Entre las secciones transversales críticas (STC) ya comentadas a lo largo de este documento se realiza el equilibrio de fuerzas en el tramo de losa como se puede ver en la FIGURA 65. Es aplicable a lo largo de toda la viga asumiendo secciones compactas (aunque no lo sean servirá como aproximación) y por ser los conectadores flexibles.

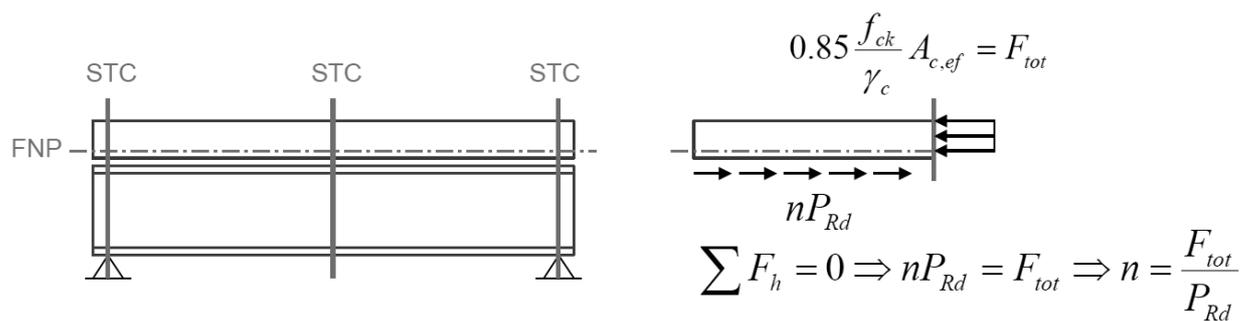


FIGURA 65 EQUILIBRIO DE FUERZAS EN TRAMO DE LOSA. FUENTE: ASIGNATURA PROYECTO Y EJECUCIÓN DE ESTRUCTURAS METÁLICAS Y MIXTAS 2ºMUICCP (UPV)

Con esto el equilibrio se expresa:

$$\sum F_h = 0 \Rightarrow n \times P_{Rd} = \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c} \times (2be \times X_p)$$

$$n \times 90 = \frac{0,85 \times 30 \times 10^{-3}}{1,5} \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2} \times (310 \times 25) \times 10^2 \text{ mm}^2$$

Siendo:

$$n = 146 \text{ pernos}$$

Lo que suponen 73 parejas de pernos distribuidos en una longitud de viga de 30 metros. Por tanto, la distancia entre pernos es de 410 mm.

Redondeando estos resultados, se dispone finalmente a lo largo de toda la viga **parejas de pernos cada 400 mm**. Esto supone un número total de pernos de 300 en toda la longitud de 60 metros.

6.3 DISPOSICIÓN CONSTRUCTIVA

Para cumplir con las exigencias constructivas y asegurar el buen funcionamiento de los conectores, se sigue las recomendaciones del apartado “7.3.1. EXIGENCIAS CONSTRUCTIVAS” de las RPX-95 las cuales se indican en la Figura 66.

7.3. PERNOS CONECTADORES

7.3.1. EXIGENCIAS CONSTRUCTIVAS

La altura total de los pernos conectadores no debe ser inferior, una vez soldados, a 3 veces su diámetro nominal.

Las dimensiones de la cabeza deben cumplir las condiciones siguientes:

- *diámetro* > 1,5 d
- *altura* > 0,4 d

siendo *d*, el diámetro nominal del vástago.

La separación mínima de los conectadores debe ser:

- *en la dirección del esfuerzo* $l_{min} = 5 d$
- *en dirección perpendicular al esfuerzo* $l_{min} = \begin{cases} 2,5 d & \text{en losas macizas} \\ 4 d & \text{en otros casos} \end{cases}$

La distancia mínima del conector al borde de la chapa será de 25 mm.

En el caso de losas recrecidas sobre vigas metálicas, la superficie de recrecido debe quedar al exterior de líneas a 45°, partiendo del borde de los pernos conectadores. En estos casos, la distancia mínima de dichos pernos al borde de la pieza, será de 50 mm.

La separación máxima de los pernos conectadores ha de limitarse, en general, al menor de los dos valores siguientes:

- 800 mm
- 6 veces el espesor de la losa de hormigón

FIGURA 66 EXIGENCIAS CONSTRUCTIVAS DE LOS CONECTADORES. FUENTE: RPX-95

Con esto se define un diámetro de la cabeza del conector de 40 mm siendo 2 veces el diámetro del vástago ya que se indica que sea 1,5 veces.

En cuanto a la altura definida de 100 mm cumple con la indicación de que la altura sea mayor a 0,4 veces el diámetro del vástago (20 mm).

La separación mínima entre conectores en la dirección del esfuerzo es de 400 mm como se ha indicado cumpliendo con la separación indicada mayor a 5 veces el diámetro del vástago (20 mm).

En dirección perpendicular al esfuerzo se define una separación de pernos de 220 mm cumpliendo con la separación indicada mayor a 2,5 veces el diámetro del vástago. Se queda de esta manera un espacio entre el perno y el borde de 90 mm.

La condición de flexibilidad del perno se cumple pues su altura es mayor que 3 veces el diámetro del vástago.

Finalmente, para cumplir con la condición de soldabilidad, el diámetro del vástago debe ser inferior a 2,5 veces el espesor del ala superior (30 mm) lo cual también se cumple.

La disposición constructiva que resume el dimensionamiento del conector se dispone en la FIGURA 67.

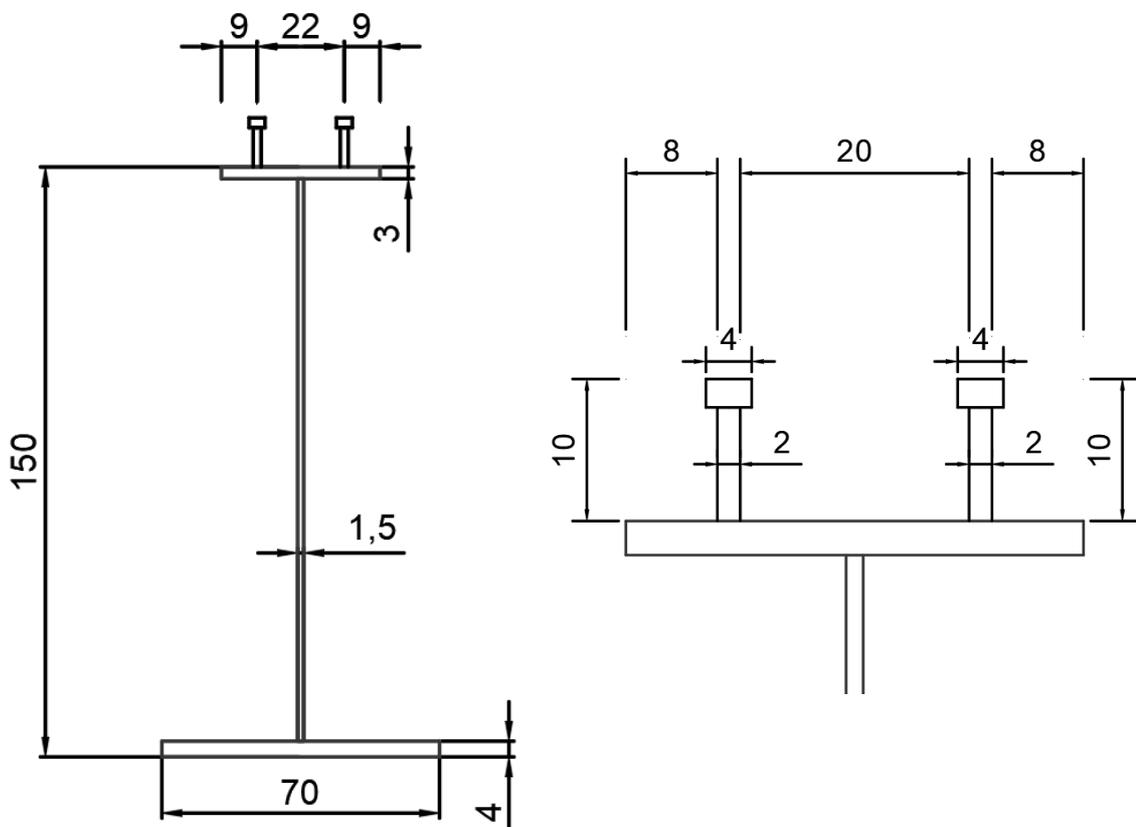


FIGURA 67 DIMENSIONES DEL PERNO

7 ARMADURA TRANSVERSAL

Para el dimensionamiento de la armadura transversal se tiene como objetivo principal: absorber el rasante longitudinal. Para ello, hay que verificar que:

$$H_{Sd} \leq H_{Rd}$$

Donde:

H_{Sd}	Rasante último de cálculo por unidad de longitud en la superficie de corte estudiada
H_{Rd}	$n P_{Rd}$
n	Número de conectores por unidad de longitud relativos a dicha superficie de corte
P_{Rd}	Rasante último de un conector
H_{Rd}	Rasante último de cálculo por unidad de longitud

Este último se calcula mediante la expresión:

$$H_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.20\eta A_{cv} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{Agotamiento por compresión oblicua del hormigón} \\ 2.5\eta \tau_{Rd} A_{cv} + A_{ts} \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad \text{Agotamiento por tracción en el hormigón} \end{array} \right.$$

Algunos parámetros necesarios para la realización de los cálculos se indican a continuación.

$$\eta = 1 \text{ (hormigón densidad normal)}$$

$$F_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_c = 1.50$$

$$\tau_{Rd} = \{F_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2\} = 0,33$$

$$F_{sk} = \{\text{armadura B 500 S}\} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_s = 1,15$$

Las superficies de corte mencionadas se indican en la FIGURA 68 donde las superficies 1-1 se denominan en adelante a - a y las superficies 2-2, b - b.

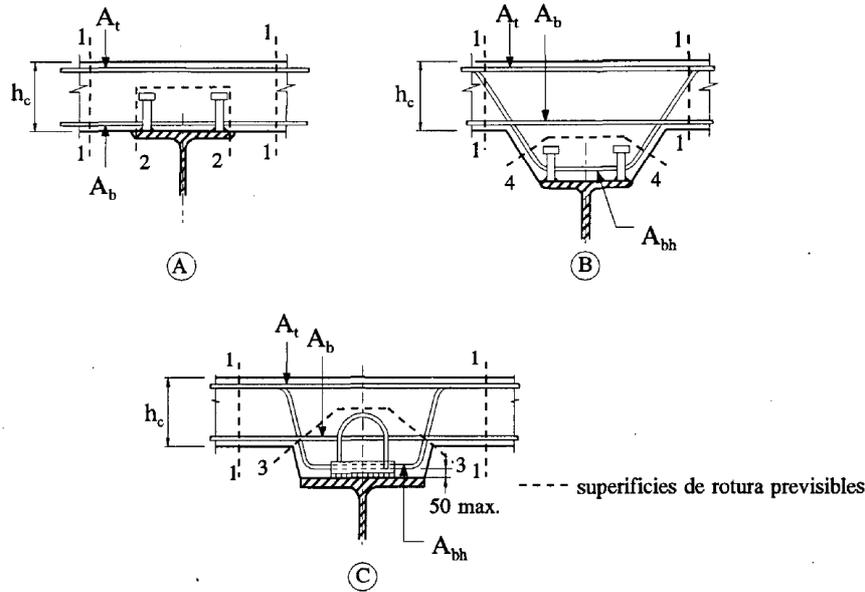


FIGURA 68 SUPERFICIES DE CORTE. FUENTE: RPX-95

A continuación, se define las áreas que intervienen en el diseño de la armadura transversal.

A_{ts} Área de armadura transversal por unidad de longitud que atraviesa la superficie de corte considerada

A_{cv} Área de hormigón por Unidad de longitud de la superficie de corte considerada

Dado que entre las dos superficies de corte a – a o la superficie de corte b – b se resiste la totalidad de los rasantes de interacción losa – viga, se tiene que, a efectos de la contribución del hormigón, se debe comparar:

$$A_{cv}^{a-a} = 2 \times 250 = 500 \text{ mm}$$

$$A_{cv}^{b-b} = 2 \times 250 + 240 = 740 \text{ mm}$$

Será necesario dimensionar las armaduras de rasante para los dos supuestos de superficie de corte indicados. Para ello se dimensiona en primer lugar disponiendo de la mínima armadura que indican las RPX-95 lo cual se comprobará posteriormente.

Sección transversal con 2 pernos, superficie de corte a – a:

$$A_{ts}^{a-a} = 2(A_b + A_t) \geq 0,002 A_{cv}^{a-a} = 0,002 \times 500 \text{ mm}^2 = 1 \text{ mm}^2$$

$$A_b + A_t \geq 0,50 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Sección transversal con 2 pernos, superficie corte b - b:

$$A_{ts}^{b-b} = 2A_b \geq 0,002 A_{cv}^{b-b} = 0,002 \times 900 \text{ mm}^2 = 1,8 \text{ mm}^2$$

$$A_b \geq 0,9 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Por tanto, A_t podría ser nula, pero se dispondrá para resistir flexiones transversales de la losa.

Ahora se calcula H_{Rd} siguiendo lo indicado en la normativa, teniendo en cuenta el agotamiento por compresión oblicua del hormigón y la tracción en el hormigón.

- **Por agotamiento por compresión oblicua del hormigón:**
- Sección con 2 pernos, superficie de corte a – a:
 - $0,20 \times 1 \times 500 \text{ mm}^2 \frac{30 \text{ N/mm}^2}{1,5} = 2000 \text{ N/mm} = 2000 \text{ kN/m}$
- Sección con 2 pernos, superficie de corte b – b:
 - $0,20 \times 1 \times 740 \text{ mm}^2 \frac{30 \text{ N/mm}^2}{1,5} = 3600 \text{ N/mm} = 2960 \text{ kN/m}$
- **Por tracción en el hormigón:**
- Sección 2 pernos, superficie de corte a – a:
 - $2,5 \times 1 \times 0,33 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 500 \text{ mm}^2 + 1 \text{ mm}^2/\text{mm} \frac{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,15} = 847 \text{ N/mm}$
- Sección 2 pernos, superficie de corte b – b:
 - $2,5 \times 1 \times 0,33 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 740 \text{ mm}^2 + 1,8 \text{ mm}^2/\text{mm} \frac{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,15} = 1393 \text{ N/mm}$

El caso más desfavorable es por tracción del hormigón.

Por otro lado, el valor de H_{sd} depende de la distribución de pernos antes calculada y se define como:

$$H_{sd} = \eta \times P_{Rd}$$

Donde:

η Número de conectadores por unidad de longitud de viga relativos a la superficie de corte considerada

P_{Rd} Rasante último de un perno ya calculado (90 kN)

Como se tienen cada 400 mm una pareja de pernos, en 1 m hay 2,5 parejas como se muestra matemáticamente:

$$H_{sd} = \eta \times P_{Rd} = \frac{2 \times 90 \text{ kN}}{0,4 \text{ m}} = 450 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 450 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Se redonde este cálculo a 3 parejas de pernos por cada metro siendo el cálculo:

$$H_{sd} = \eta \times P_{Rd} = 6 \times 90 = 590 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} = 590 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Como se puede observar, disponiendo la armadura mínima se cumple tanto para la superficie de corte a – a y b - b:

$$H_{sd} = 590 \leq H_{Rd} = 847 \text{ N/mm}$$

$$H_{sd} = 590 \leq H_{Rd} = 1393 \text{ N/mm}$$

Con esto se pasa a definir la armadura transversal. Como ya se ha indicado se debe cumplir:

$$A_b + A_t \geq 0,50 \text{ mm}^2/\text{mm}$$
$$A_b \geq 0,9 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Como se ha comentado, A_t podría ser nula, pero se dispondrá para resistir flexiones transversales de la losa un valor de:



$$A_t \geq 0,25 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Por tanto, se dispone:

$$A_b \rightarrow \text{Ø}12/125$$

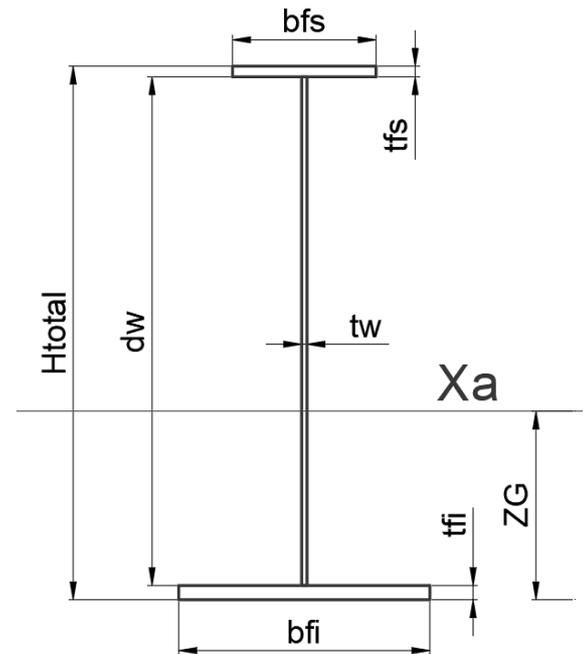
$$A_t \rightarrow \text{Ø}8/125$$

8 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL

Tanto para Estados Límites de Servicio (ELS) como para Estados Límites Últimos (ELU), lo primero que se necesita obtener son las características mecánicas del perfil metálico. Estas se muestran en la TABLA 19.

TABLA 19 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL PERFIL METÁLICO

PERFIL METÁLICO		
bfs	40	cm
tfs	3	cm
dw	142,5	cm
tw	1,5	cm
bfi	70	cm
tfi	4,5	cm
Htotal	150	cm
Ea	210000	N/mm ²
S	355	N/mm ²
Aa	648,75	cm ²
ZG	53,5188	cm
Ia1	362326,64	cm ⁴
Ia2	2016186,568	cm ⁴
Ia	2378513,209	cm ⁴
Xa	121,4812	cm



8.1 ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

Para obtener las características mecánicas de la sección transversal para Estados Límites de Servicio se emplea el método de la sección ideal de acero en la que las dimensiones de la losa de hormigón pasan a otras dimensiones equivalentes en acero como se puede ver en la FIGURA 69.

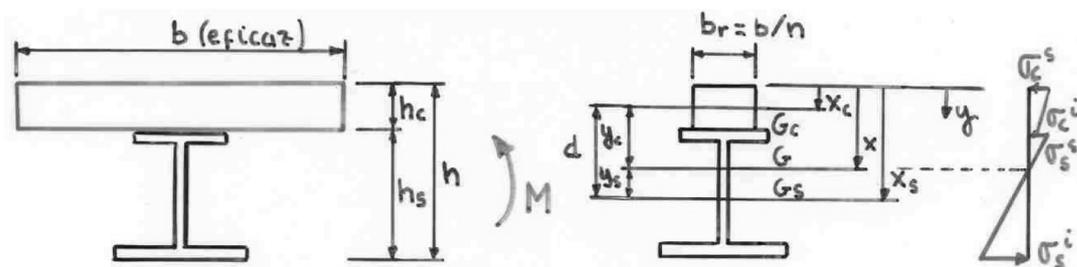


FIGURA 69 SECCIÓN IDEAL DE ACERO. FUENTE: ASIGNATURA PROYECTO Y EJECUCIÓN DE ESTRUCTURAS METÁLICAS Y MIXTAS 2ºMUICCP (UPV)

Los parámetros indicados se calculan para el caso en que la posición de la fibra neutra (FN) está en el perfil metálico como se indica en la FIGURA 70.

Posición de la FM de la sección mixta:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{cr} = b \cdot h_c \\ A_s \end{array} \right\} \Rightarrow A = A_{cr} + A_s$$

$$\sum M_{est}^{y=0} \rightarrow A \cdot x = A_{cr} \frac{h_c}{2} + A_s \cdot x_s \quad ; \quad x = \frac{A_{cr} \frac{h_c}{2} + A_s x_s}{A} \geq h_c$$

$$I_{cr} = \frac{1}{12} b \cdot h_c^3$$

$$I = I_s + I_{cr} + A_{cr} y_c^2 + A_s y_s^2 = I_s + I_{cr} + S \cdot d$$

$$S = A_{cr} \cdot y_c \equiv A_s \cdot y_s$$

$$\sigma_c^s = \frac{M}{I} \times \frac{1}{n}$$

$$\sigma_c^i = \frac{M}{I} (x - h_c) \frac{1}{n}$$

$$\sigma_s^s = \frac{M}{I} (x - h_c)$$

$$\sigma_s^i = \frac{M}{I} (h - x)$$

Si no se verifica, ir al caso b)

FIGURA 70 SECCIÓN IDEAL DE ACERO-PARÁMETROS. FUENTE: ASIGNATURA PROYECTO Y EJECUCIÓN DE ESTRUCTURAS METÁLICAS Y MIXTAS 2ºMUICCP (UPV)

De esta manera se calcula para cada uno de los tres casos asociados a un ancho eficaz distinto las características mecánicas representadas en la TABLA 20, TABLA 21 y TABLA 22.

TABLA 20 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS CASO 1

	N/mm2		cm	cm	cm2	cm2	cm	cm	cm	cm4	cm4
	Ec,ef	n	br	x	Acr	A	Xc	Yc	Ya	Icr	I
t = 0	33577,73	6,25	48,42	50,53	1210,55	1859,30	12,50	38,03	70,96	63049,64	7458218,52
t = ∞	13431,09	15,64	19,37	74,90	484,22	1132,97	12,50	62,40	46,58	25219,85	5696838,12
t = ∞*	17672,49	11,88	25,49	67,48	637,13	1285,88	12,50	54,98	54,00	33184,02	6229463,66

TABLA 21 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS CASO 2

As	8344,855	mm2
As	83,449	cm2
As'	8344,855	mm2
As'	83,449	cm2
x	99,182	cm
Recubrimiento nominal	5,000	cm
fi	25	mm
fi	2,5	cm
Ys	92,932	cm
Ys'	80,432	cm
Ya	22,300	cm
$I = I_a + A_s \cdot Y_s^2 + A_s' \cdot Y_s'^2 + A_a \cdot Y_a^2$		
I	3961653,119	cm4

TABLA 22 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS CASO 4

	N/mm ²		cm	cm	cm ²	cm ²	cm	cm	cm	cm ⁴	cm ⁴
	Ec,ef	n	br	x	Acr	A	Xc	Yc	Ya	Icr	I
t = 0	33577,73	6,25	46,55	51,51	1163,69	1812,44	12,50	39,01	69,97	60609,01	7386267,95
t = ∞	13431,09	15,64	18,62	75,95	465,48	1114,23	12,50	63,45	45,53	24243,60	5621640,53
t = ∞*	17672,49	11,88	24,50	68,56	612,47	1261,22	12,50	56,06	52,92	31899,48	6152161,30

En el caso 2 el cálculo es distinto ya que el hormigón está fisurado y, por tanto, en la sección este no se considera; teniendo una sección de acero sólo y siendo no necesario el método de la sección ideal de acero.

Estas características mecánicas se representan para tiempo igual a cero en la FIGURA 71, FIGURA 72 y FIGURA 73.

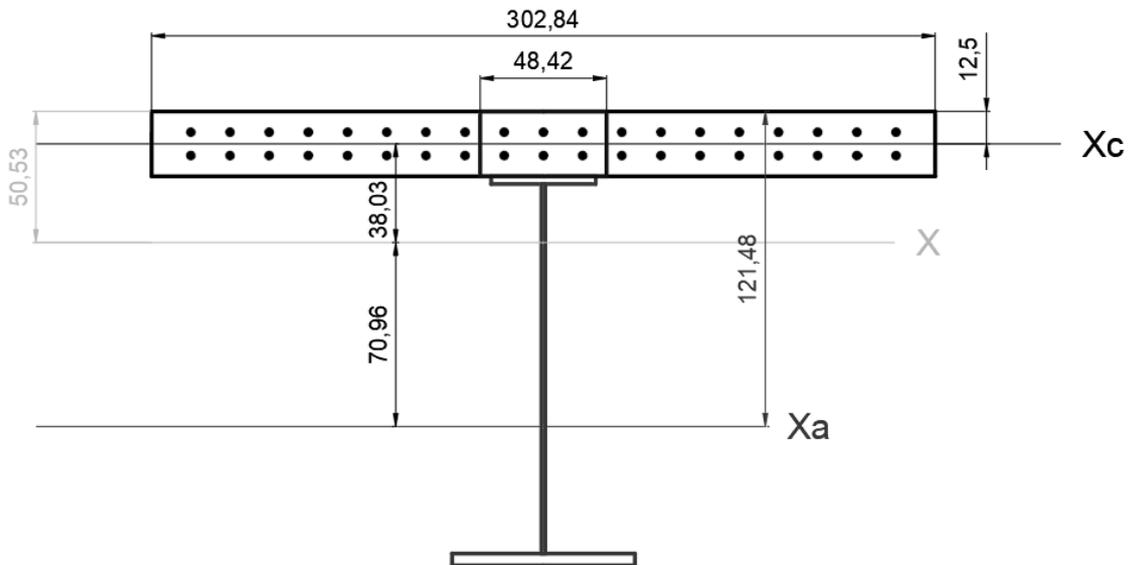


FIGURA 71 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS CASO 1

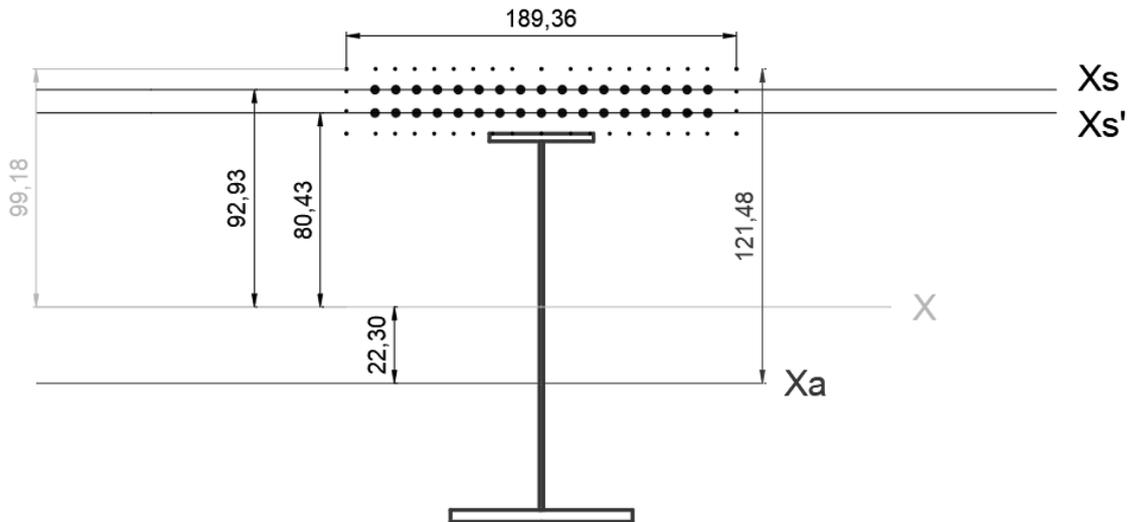


FIGURA 72 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS CASO 2

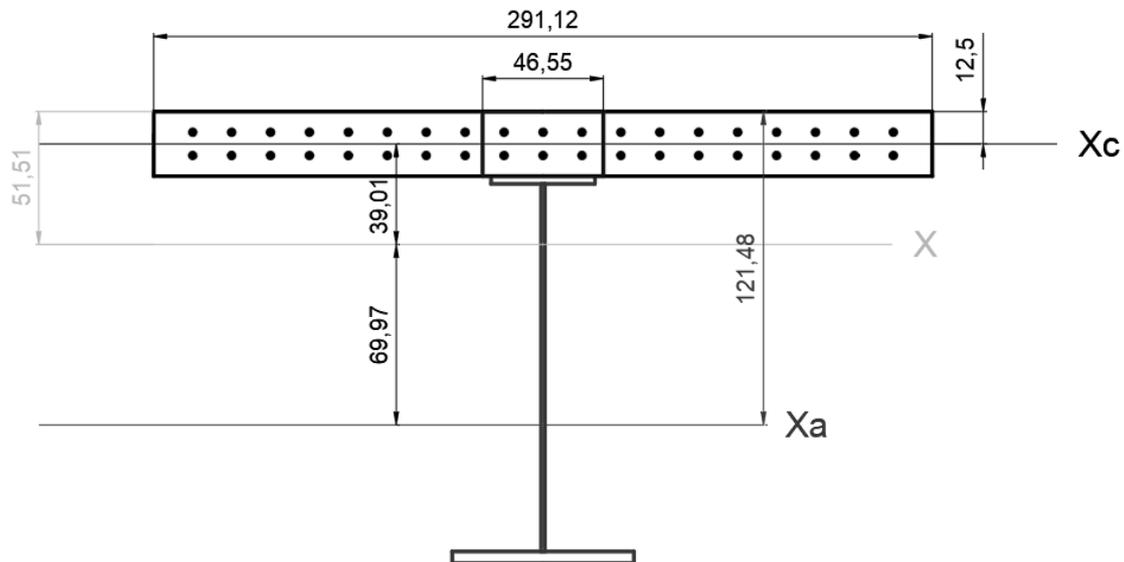


FIGURA 73 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS CASO 4

8.2 ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS

Para Estados Límites Últimos (ELU) la forma de proceder es distinta, pues el primer paso es definir si la sección es compacta, moderadamente esbelta o esbelta. Para ellos se siguen las RPX-95 o el Código Estructural que en este caso indican lo mismo. Se debe clasificar, por un lado, para momentos positivos y por otro, para momento negativos.

A continuación, podemos ver en la FIGURA 74 y la FIGURA 75 lo que se indica en la normativa para abordar la clasificación.

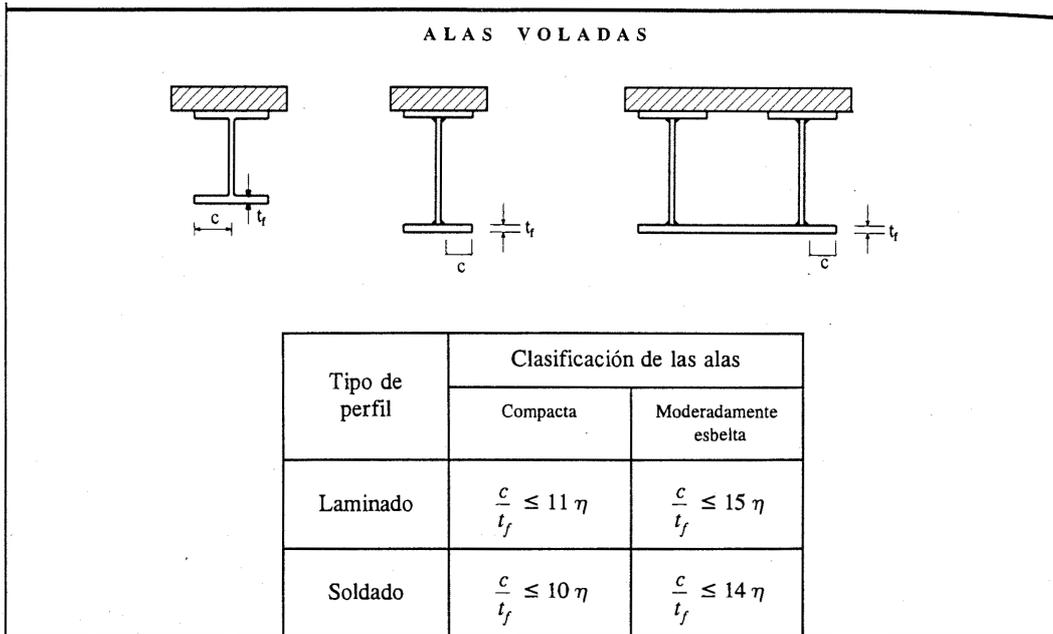


FIGURA 74 CLASIFICACIÓN PARA ALAS. FUENTE: RPX-95

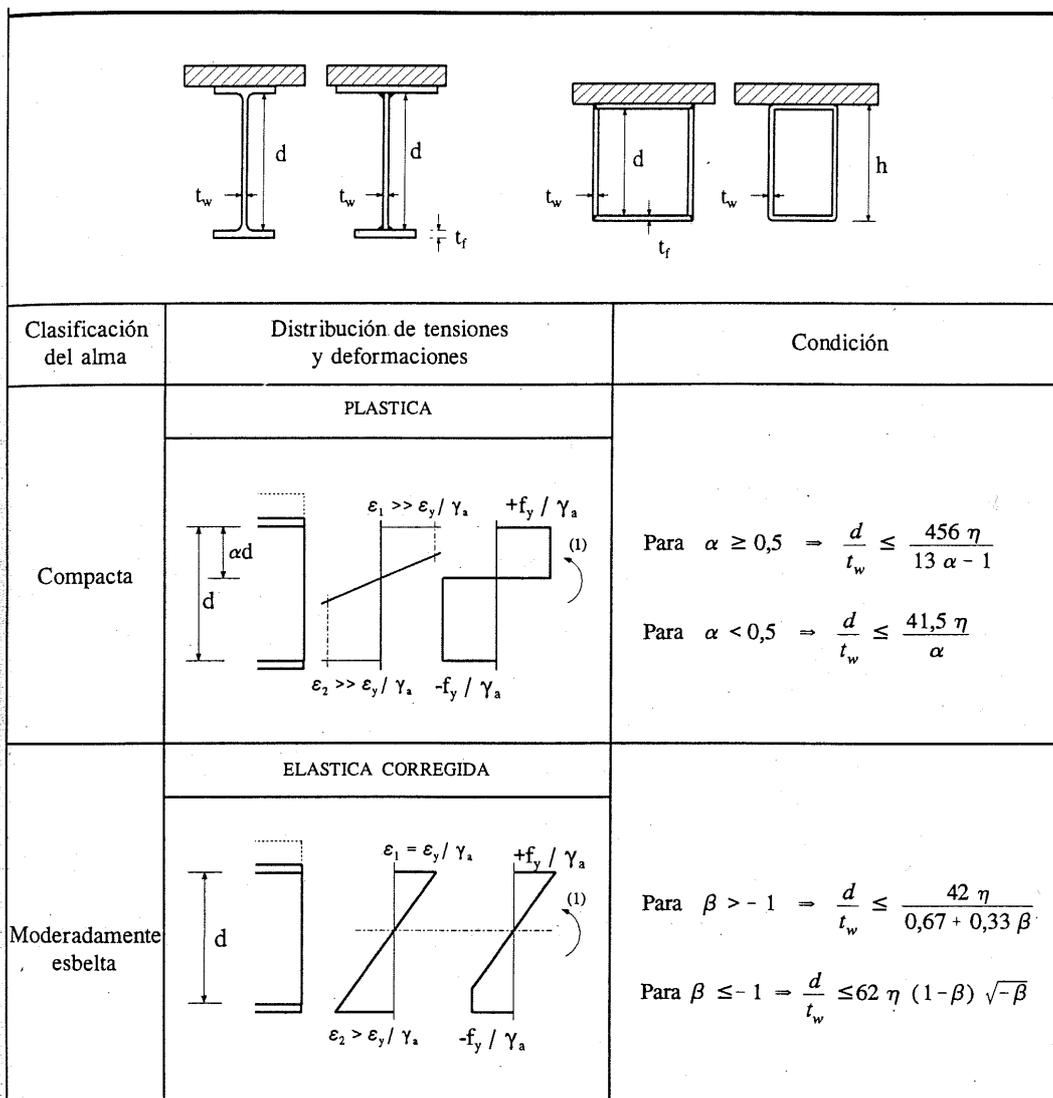


FIGURA 75 CLASIFICACIÓN PARA ALMAS. FUENTE: RPX-95

8.2.1 MOMENTOS POSITIVOS

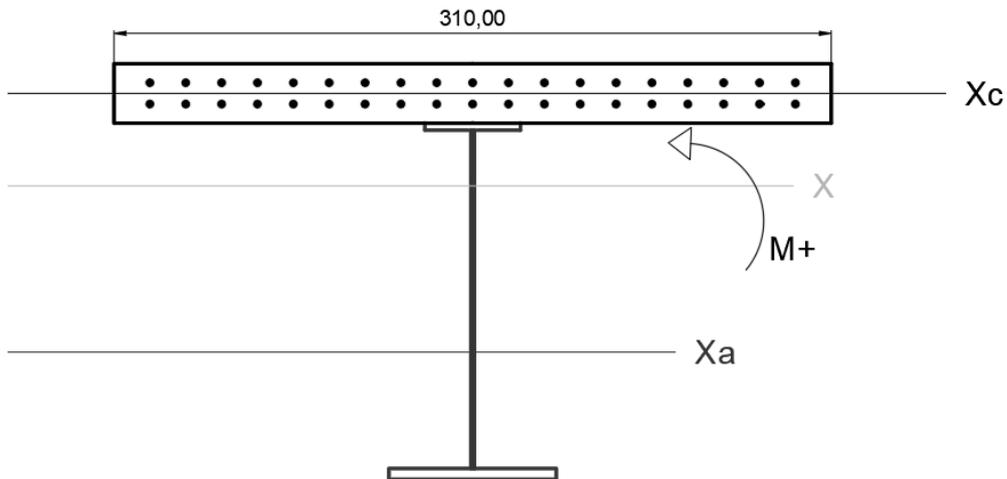


FIGURA 76 MOMENTO POSITIVO SOBRE SECCIÓN ELU

ALA INFERIOR

A tracción → **compacta**

ALA SUPERIOR

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \eta$$

$$\eta = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,8136$$

$$c = \frac{400 - 15}{2} = 192,5$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{192,5}{30} = 6,42 \leq 10 \eta = 8,136$$

Por tanto, el ala superior es también **compacta**.

ALMA

Cálculo de Fibra Neutra Plástica (FNP):

Se asume la hipótesis de que la FNP se encuentra en el perfil metálico.

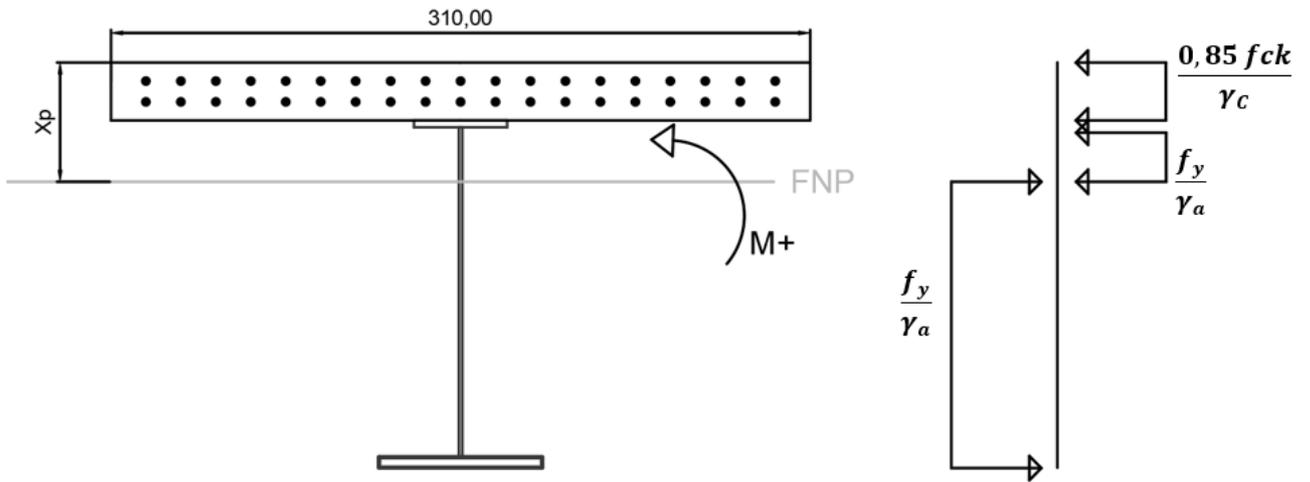


FIGURA 77 FNP MOMENTO POSITIVO

$$\frac{0,85 \times 3 \text{ kN}}{1,5 \text{ cm}^2} \times (310 \times 25) \text{ cm}^2 + \frac{35,5 \text{ kN}}{1,1 \text{ cm}^2} \times (40 \times 3 + 1,5 \times (X_p - 25 - 3)) \text{ cm}^2 =$$

$$\frac{35,5 \text{ kN}}{1,1 \text{ cm}^2} \times (1,5 \times (175 - X_p - 4,5) + 70 \times 4,5) \text{ cm}^2$$

$$X_p = 28,17 \text{ cm}$$

Así se obtiene la posición de la FNP cumpliéndose la hipótesis de que se encuentra en el perfil metálico.

Ahora siguiendo la normativa se tiene:

$$\alpha d = 28,17 - 25 - 3 = 0,17 \text{ cm}$$

$$d = 142,5 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{0,17}{142,5} = 0,0019$$

$$\alpha \leq 0,5 \rightarrow \frac{d}{tw} \leq \frac{41,5\eta}{\alpha}$$

$$\frac{d}{tw} = \frac{142,5}{1,5} = 95 \leq \frac{41,5\eta}{\alpha} = \frac{41,5 \times 0,8136}{0,0019} = 28302,5$$

Por tanto, se tiene un alma que es también **compacta**.

De esta forma se tiene una **sección compacta**.

8.2.2 MOMENTOS NEGATIVOS

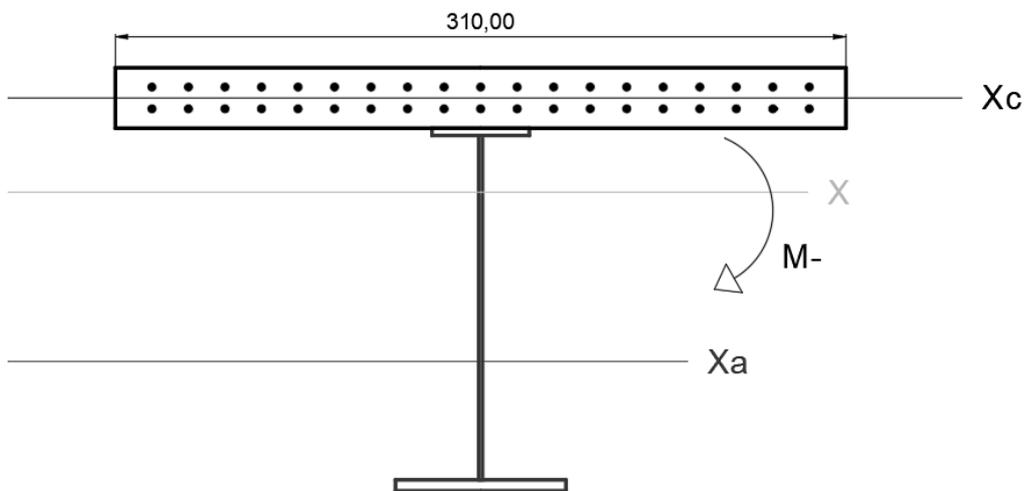


FIGURA 78 MOMENTO NEGATIVO SOBRE SECCIÓN ELU

ALA INFERIOR

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \eta$$

$$\eta = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,8136$$

$$c = \frac{700 - 15}{2} = 342,5$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{342,5}{45} = 7,61 \leq 10 \eta = 8,136$$

Por tanto, el ala superior es también **compacta**.

ALA SUPERIOR

A tracción → **compacta**

ALMA

Cálculo de Fibra Neutra Plástica (FNP):

Se asume la hipótesis de que la FNP se encuentra en el perfil metálico.

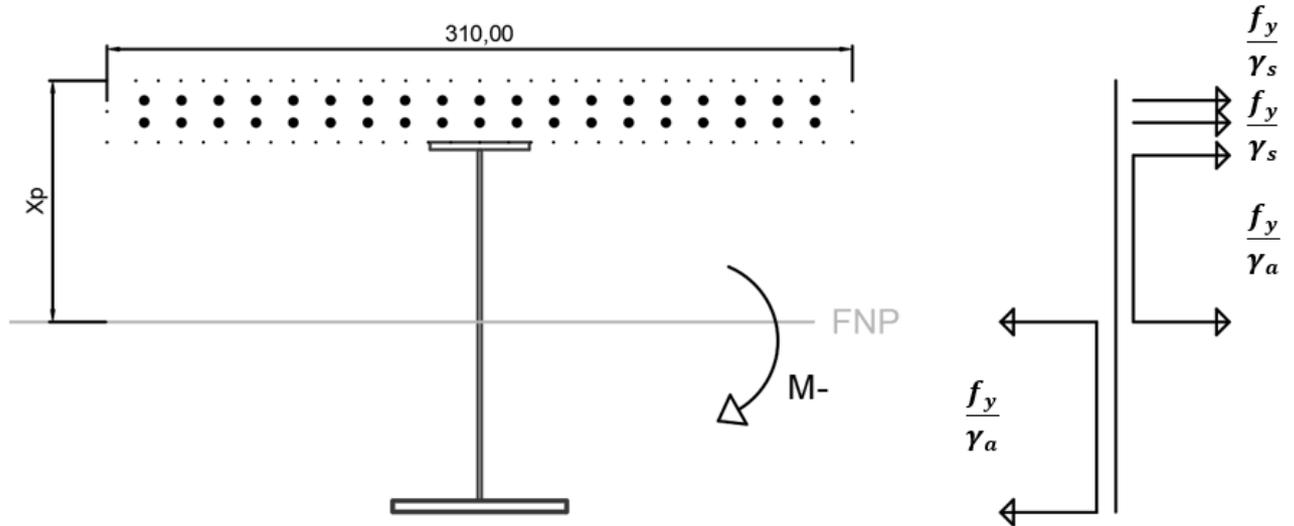


FIGURA 79 FNP MOMENTO NEGATIVO

$$A_s = A_s' = 9326,6 \text{ mm}^2$$

$$\frac{50 \text{ kN}}{1,15 \text{ cm}^2} \times (2 \times 93,266) \text{ cm}^2 + \frac{35,5 \text{ kN}}{1,1 \text{ cm}^2} \times (40 \times 3 + 1,5 \times (X_p - 25 - 3)) \text{ cm}^2 =$$

$$\frac{35,5 \text{ kN}}{1,1 \text{ cm}^2} \times (1,5 \times (175 - X_p - 4,5) + 70 \times 4,5) \text{ cm}^2$$

$$X_p = 80,48 \text{ cm}$$

Así se obtiene la posición de la FNP cumpliéndose la hipótesis de que se encuentra en el perfil metálico.

Ahora siguiendo la normativa se tiene:

$$\alpha d = 175 - 80,48 - 4,5 = 90,02 \text{ cm}$$

$$d = 142,5 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{90,02}{142,5} = 0,63$$

$$\alpha \geq 0,5 \rightarrow \frac{d}{tw} \leq \frac{456\eta}{13\alpha - 1}$$

$$\frac{d}{tw} = \frac{142,5}{1,5} = 95 \geq \frac{456\eta}{\alpha} = \frac{456 \times 0,8136}{13 \times 0,63 - 1} = 51,44$$

Por tanto, se tiene un alma que no es compacta.

Es necesario por ello obtener para momentos negativos la posición de la Fibra Neutra Elástica (FNE).

Cálculo de Fibra Neutra Elástica (FNE):

Se asume la hipótesis de que la FNE se encuentra en el perfil metálico.

TABLA 23 CÁLCULO DE FNE

As	9326,603	mm ²
As	93,266	cm ²
As'	9326,603	mm ²
As'	93,266	cm ²
x	97,144	cm
Recubrimiento nominal	5,000	cm
fi	25	mm
fi	2,5	cm
Ys	90,894	cm
Ys'	78,394	cm
Ya	24,337	cm
$I = I_a + A_s * Y_s^2 + A_s' * Y_s'^2 + A_a * Y_a^2$		
I	4106483,11	cm ⁴

Así se obtiene la posición de la FNE $X_e = 97,14 \text{ cm}$ cumpliéndose la hipótesis de que se encuentra en el perfil metálico.

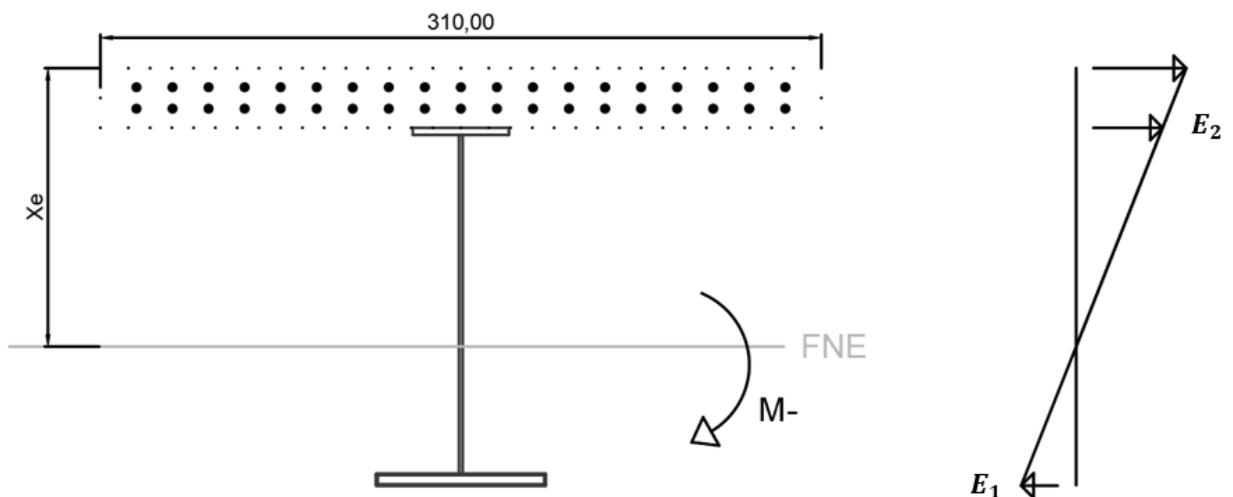


FIGURA 80 FNE MOMENTO NEGATIVO

Ahora siguiendo la normativa se tiene:

$$B = \frac{- \text{traccionado}}{\text{comprimido}} = - \frac{97,14 - 25 - 3}{142,5 - 97,14} = -0,942$$

$$B > -1 \rightarrow \frac{d}{tw} = \frac{42\eta}{0,67 + 0,33 \times B}$$

$$\frac{d}{tw} = \frac{142,5}{1,5} = 95 \leq \frac{42\eta}{0,67 + 0,33 \times B} = \frac{42 \times 0,8136}{0,67 + 0,33 \times (-0,942)} = 95,2$$

Por tanto, el alma es **moderadamente esbelta** y no es necesario reducirla.

De esta forma se tiene una **sección moderadamente esbelta**.

9 TENSIONES EN ELS

Para el cálculo de las tensiones asociadas a los Estados Límites de Servicio se siguen las indicaciones explicadas en la FIGURA 70 y la FIGURA 81.

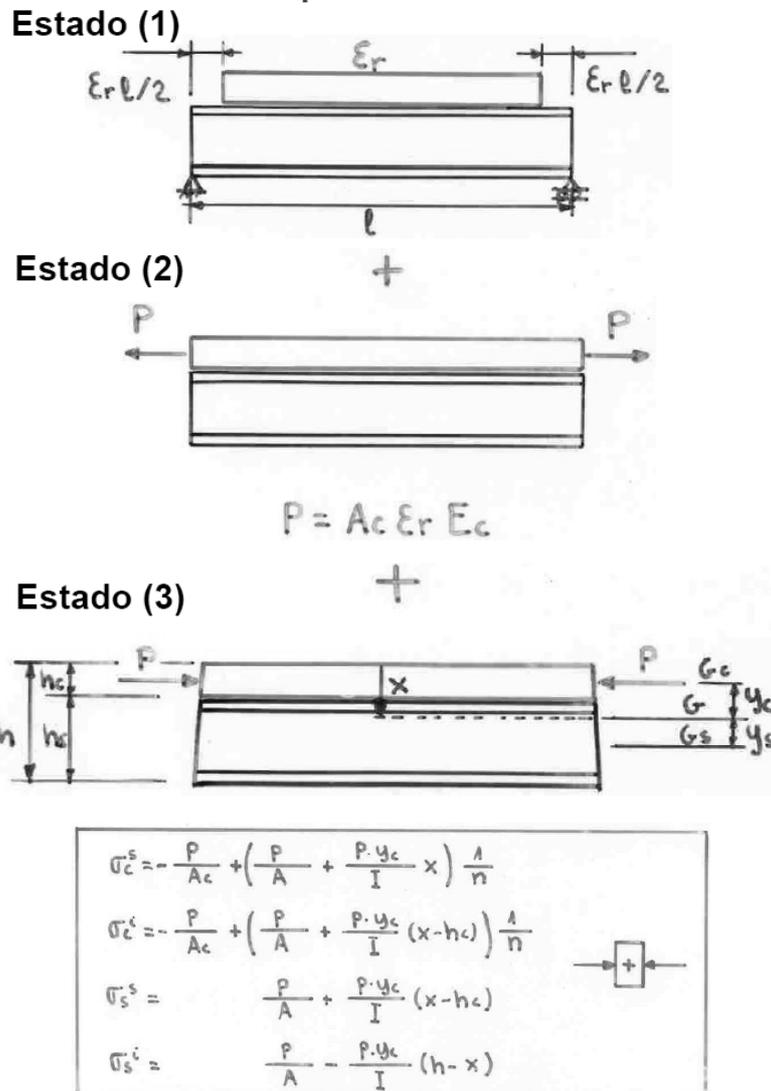


FIGURA 81 RETRACCIÓN Y DIFERENCIA DE TEMPERATURA. FUENTE: ASIGNATURA PROYECTO Y EJECUCIÓN DE ESTRUCTURAS METÁLICAS Y MIXTAS 2º MUICCP (UPV)

De esta manera se obtienen mediante una hoja de cálculo las tensiones para ELS con las que se realizarán las comprobaciones necesarias en los siguientes apartados. Estas se muestran en la FIGURA 82 y en la FIGURA 83.

Resumen de tensiones en las fibras extremas del hormigón y del acero	X	7,5
--	---	-----

TENSIONES [N/mm ²]	ACCIONES DIRECTAS O GRAVITATORIAS					ACCIONES INDIRECTAS			
	PPacero biapoyado	PPhormigón	PPpavsup		SCU uniforme 1 vano	SCU puntual 7,5	Diferencia de Temperatura		Retracción del hormigón
			t=0	t=infinito			t=0	t=infinito	t=infinito*
σ_{cs}	-	-	-0,4544	-0,3522	-2,1168	-1,6379	-0,8870	0,8870	-1,2161
σ_{ci}	-	-	-0,2339	-0,2362	-1,0894	-0,8429	-1,4190	1,4190	-1,6014
σ_{as}	-20,5354	-42,7820	-1,4626	-3,6938	-6,8134	-5,2719	25,7755	-25,7755	33,4712
σ_{ai}	11,3911	23,7315	6,8135	7,1802	31,7400	24,5587	5,8113	-5,8113	6,0033

Resumen de tensiones en las fibras extremas del hormigón y del acero	X	11,25
--	---	-------

TENSIONES [N/mm ²]	ACCIONES DIRECTAS O GRAVITATORIAS					ACCIONES INDIRECTAS			
	PPacero biapoyado	PPhormigón	PPpavsup		SCU uniforme 1 vano	SCU puntual 11,25	Diferencia de Temperatura		Retracción del hormigón
			t=0	t=infinito			t=0	t=infinito	t=infinito*
σ_{cs}	-	-	-0,4966	-0,3855	-2,4677	-3,9807	-1,1773	1,1773	-1,4955
σ_{ci}	-	-	-0,2509	-0,2569	-1,2467	-2,0111	-1,5513	1,5513	-1,7672
σ_{as}	-21,7875	-48,1297	-1,5691	-4,0162	-7,7969	-12,5775	24,9482	-24,9482	31,5002
σ_{ai}	12,0857	26,6979	7,6517	8,0556	38,0208	61,3328	10,9136	-10,9136	12,1254

Resumen de tensiones en las fibras extremas del hormigón y del acero	X	12,96
--	---	-------

TENSIONES [N/mm ²]	ACCIONES DIRECTAS O GRAVITATORIAS					ACCIONES INDIRECTAS			
	PPacero biapoyado	PPhormigón	PPpavsup		SCU uniforme 1 vano	SCU puntual 12,9696	Diferencia de Temperatura		Retracción del hormigón
			t=0	t=infinito			t=0	t=infinito	t=infinito*
σ_{cs}	-	-	-0,4850	-0,3765	-2,5187	-4,0444	-1,9331	1,9331	-1,6396
σ_{ci}	-	-	-0,2450	-0,2509	-1,2725	-2,0432	-1,9331	1,9331	-1,8580
σ_{as}	-22,8142	-47,0052	-1,5325	-3,9223	-7,9582	-12,7786	22,5599	-22,5599	30,4218
σ_{ai}	12,6552	26,0741	7,4729	7,8674	38,8075	62,3135	22,5599	-22,5599	14,8547

FIGURA 82 TENSIONES ELS

Resumen de tensiones en las fibras extremas del hormigón y del acero	X	13,125
--	---	--------

TENSIONES [N/mm ²]	ACCIONES DIRECTAS O GRAVITATORIAS					ACCIONES INDIRECTAS			
	PPacero biapoyado	PPhormigón	PPpavsup		SCU uniforme 1 vano	SCU puntual 13,125	Diferencia de Temperatura		Retracción del hormigón
			t=0	t=infinito			t=0	t=infinito	t=infinito*
σ_{cs}	-	-	-0,4828	-0,3748	-2,5191	-4,0438	-1,3392	1,3392	-1,6527
σ_{ci}	-	-	-0,2439	-0,2497	-1,2727	-2,0430	-1,6331	1,6331	-1,8662
σ_{as}	-22,8769	-46,7928	-1,5255	-3,9046	-7,9593	-12,7770	24,4364	-24,4364	30,3243
σ_{ai}	12,6900	25,9563	7,4391	7,8318	38,8129	62,3057	13,4092	-13,4092	15,1013

Resumen de tensiones en las fibras extremas del hormigón y del acero	X	15
--	---	----

TENSIONES [N/mm ²]	ACCIONES DIRECTAS O GRAVITATORIAS					ACCIONES INDIRECTAS			
	PPacero biapoyado	PPhormigón	PPpavsup		SCU uniforme 1 vano	SCU puntual 15	Diferencia de Temperatura		Retracción del hormigón
			t=0	t=infinito			t=0	t=infinito	t=infinito*
σ_{cs}	-	-	-0,4414	-0,3427	-2,4677	-3,9605	-1,5012	1,5012	-1,8099
σ_{ci}	-	-	-0,2230	-0,2283	-1,2467	-2,0008	-1,7149	1,7149	-1,9651
σ_{as}	-23,2400	-42,7820	-1,3948	-3,5699	-7,7969	-12,5136	23,9246	-23,9246	29,1485
σ_{ai}	12,8914	23,7315	6,8015	7,1605	38,0208	61,0211	15,9049	-15,9049	18,0772

Resumen de tensiones en las fibras extremas del hormigón y del acero	X	30
--	---	----

TENSIONES [N/mm ²]	ACCIONES DIRECTAS O GRAVITATORIAS					ACCIONES INDIRECTAS			
	PPacero biapoyado	PPhormigón	PPpavsup		SCU uniforme 2 vanos	SCU puntual 15	Diferencia de Temperatura		Retracción del hormigón
			t=0	t=infinito			t=0	t=infinito	t=infinito*
σ_{ss}	-	-	19,1196		71,2530	40,6301	-1,8430	1,8430	-2,7925
σ_{si}	-	-	16,5478		61,6689	35,1650	5,3304	-5,3304	8,0763
σ_{as}	0,0000	85,5640	15,2620		56,8769	32,4325	10,8707	-10,8707	16,4708
σ_{ai}	0,0000	-47,4629	-15,5987		-58,1319	-33,1481	53,9112	-53,9112	81,6837

FIGURA 83 TENSIONES ELS

10 COMPROBACIONES

10.1 ESTADOS LÍMITES ÚLTIMO

10.1.1 ROTURA POR FLEXIÓN POSITIVA

Como se ha explicado, para momentos positivos se tiene una sección compacta y por tanto el momento de rotura de la sección es igual al momento plástico.

$$M_{Rd} = M_{pl,Rd}$$

La comprobación se realiza en la sección $X=12,96$ m por ser el punto con mayor valor de momento positivo. Para el cálculo se tiene las tensiones expresadas en la FIGURA 84 donde $X_p = 28,17$ cm.

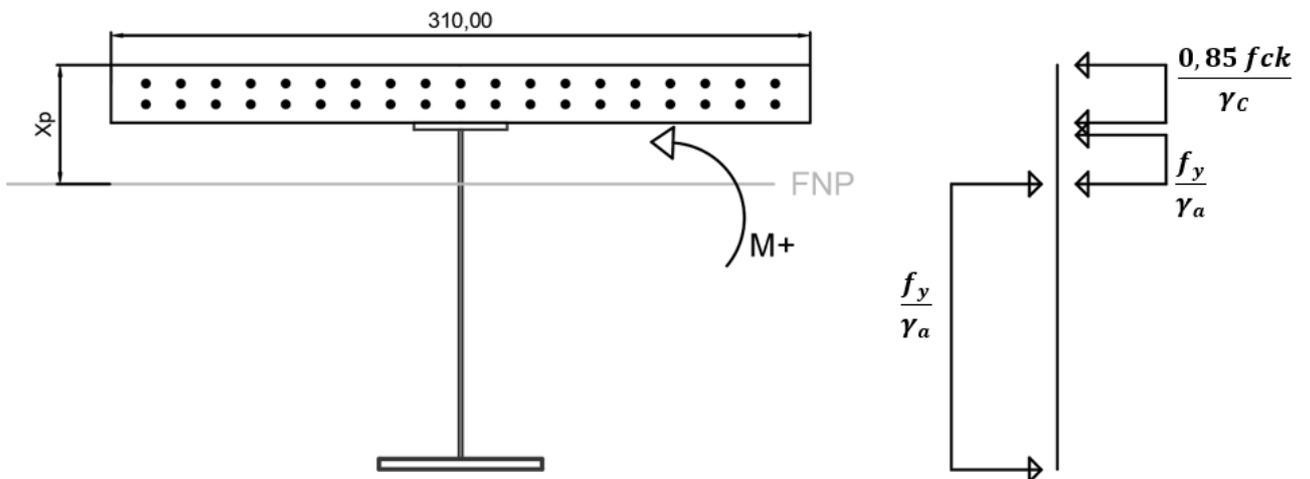


FIGURA 84 CÁLCULO DEL MOMENTO DE ROTURA POSITIVO

De esta forma se tiene:

$$\begin{aligned} M_{Rd} = M_{pl,Rd} &= 0,85 \times \frac{3}{1,5} \times (310 \times 25) \times \left(28,17 - \frac{25}{2}\right) \\ &+ \frac{35,5}{1,1} \\ &\times \left[(40 \times 3) \times \left(28,17 - 25 - \frac{3}{2}\right) \right. \\ &+ \left. 1,5 \times (28,17 - 25 - 3) \times \left(\frac{28,17 - 25 - 3}{2}\right) \right] \\ &+ \frac{35,5}{1,1} \times [1,5 \times (175 - 28,17 - 4,5) \times \left(\frac{175 - 28,17 - 4,5}{2}\right) \\ &+ (70 \times 4,5) \times \left(175 - 28,17 - \frac{4,5}{2}\right)] = 2173039 \text{ kN cm} = 21730 \text{ kN m} \end{aligned}$$

Este se compara con el momento solicitante:

$$M_{sd} = 8037,11 \times 1,35 = 10850,1 \text{ kN m}$$

Por tanto, la sección cumple a rotura por flexión positiva.

10.1.2 ROTURA POR CORTANTE

La comprobación a rotura por cortante se realiza en el apoyo intermedio por ser en este punto donde mayor es el valor del mismo.

El cálculo del cortante resistente se describe a continuación:

$$V_{Rd} = V_{cr,d} + V_{t,d}$$

$$V_{t,d} = 0$$

$$V_{cr,d} = d \times t_w \times \frac{T_t}{\gamma_a}$$

$$T_t = \chi \times \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}}$$

$$T_{cr} = 0,9 \times k_t \times \left(\frac{t_w}{d}\right)^2 \times E_a = 0,9 \times 5,34 \times \left(\frac{1,5}{142,5}\right)^2 \times 2,1 \times 10^5 = 111,83$$

$$\lambda_w = \sqrt{\frac{\frac{f_{yw}}{\sqrt{3}}}{T_{cr}}} = \sqrt{\frac{\frac{355}{\sqrt{3}}}{111,83}} = 1,35 \geq 1,20$$

$$\chi = \frac{0,9}{\lambda_w} = \frac{0,9}{1,35} = 0,6648$$

$$T_t = 0,6648 \times \frac{355}{\sqrt{3}} = 136,26 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{cr,d} = 1425 \times 15 \times \frac{136,26}{1,1} = 2647693 \text{ N} = 2648 \text{ kN}$$

Por tanto, se tiene el cortante resistente de:

$$V_{Rd} = 2648 \text{ kN}$$

Por otro lado, como ya se ha calculado, el cortante solicitante es:

$$V_{sd} = 1605,38 \times 1,35 = 2167 \text{ kN}$$

Se puede decir así que la sección cumple a rotura por cortante ya que el cortante resistente de rotura es mayor que el solicitante.

10.1.3 ROTURA POR FLEXIÓN NEGATIVA

A diferencia del caso de flexión positiva, la sección no es compacta sino moderadamente esbelta y por tanto no se calcula el momento y la comprobación se realiza por tensiones. De esta manera se asegura que el acero y el hormigón no superen sus tensiones máximas resistentes. La comprobación se realiza en la sección X=30 m por ser el punto con mayor valor de momento negativo.

Para ello se usan las tensiones obtenidas despreciando las relacionadas a acciones indirectas porque la norma lo permite al ser la sección moderadamente esbelta, estas se muestran en la TABLA 24.

TABLA 24 TENSIONES PARA ELU MOMENTO NEGATIVO

TENSIONES [N/mm ²]	ACCIONES DIRECTAS O GRAVITATORIAS				
	PPacero biapoyado	PPhormigón	PPpavsup t=0	SCU uniforme 2 vanos	SCU puntual 17,32
σ_{ss}	-	-	18,04	67,23	38,33
σ_{si}	-	-	15,56	57,99	33,06
σ_{as}	0,00	85,56	14,31	53,36	30,43
σ_{ai}	0,00	-47,46	-15,45	-57,59	-32,84

Con estas se pasa a realizar la combinación para obtener la tensión en la armadura superior e inferior y en la parte superior e inferior del perfil. Se recuerda que es una sección donde sólo participa el acero al tenerse un momento negativo que tracciona todo el hormigón.

Armadura:

$$\sigma_s = 1,35 \times (18,04 + 67,23 + 38,33) = 166,86 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_i = 1,35 \times (15,56 + 57,99 + 33,06) = 143,92 \text{ N/mm}^2$$

Perfil metálico:

$$\sigma_s = 1,35 \times (85,56 + 14,31 + 53,36 + 30,43) = 247,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_i = 1,35 \times (-47,46 - 15,45 - 57,59 - 32,84) = -207,00 \text{ N/mm}^2$$

Siendo todas ellas inferior a la tensión resistente del acero de armadura y del acero del perfil metálico:

$$f_{sd} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{355}{1,1} = 322,00 \text{ N/mm}^2$$

Por tanto, la sección también cumple a rotura por momento negativo.

10.2 ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

10.2.1 PLASTIFICACIONES LOCALES

En condiciones de servicio, procede realizar comprobaciones tensionales con los objetivos siguientes:

- Garantizar un comportamiento casi-lineal del puente ante las cargas de servicio, a efectos de la validez de los modelos de cálculo usualmente adoptados para el control de los restantes estados límite de servicio.
- Acotar los posibles fenómenos de acumulación de deformaciones plásticas remanentes ante sobrecargas repetitivas.
- Evitar los fenómenos de fatiga de bajo número de ciclos no contemplados en los modelos de comprobación del estado límite de fatiga.
- Controlar los fenómenos de microfisuración longitudinal en hormigones comprimidos.

CASO 1 (L=12,9696)

Verificación tensional del acero en ELS

La fibra más solicitada es la inferior, se hace la verificación por combinación frecuente y poco probable:

Combinación frecuente

Se utiliza esta combinación de acciones:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i}$$

Tomando como coeficientes:

$$\psi_{1,1} = \psi_{1,1} = 0,7$$

$$\psi_{2,2} = \psi_{2,\Delta T} = 0$$

Entonces la tensión del perfil metálico será:

$$\sigma_a^{i,t=\infty, frec} = PP + RETR + 0,7 \times SU + 0 \times \Delta T = 71,12935 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_a^{i,t=\infty, frec} < 0,75 \times f_y = 266,25 \frac{N}{mm^2} \rightarrow CUMPLE$$

Combinación poco probable

Se utiliza esta combinación de acciones:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \times Q_{k,i}$$

Tomando como coeficientes:

$$\psi_{1,1} = \psi_{1,1} = 0$$

$$\psi_{2,2} = \psi_{2,\Delta T} = 0,6$$

Entonces la tensión del perfil metálico será:

$$\sigma_a^{i,t=\infty, p. prob} = PP + RETR + SU + 0,6 \times \Delta T = 81,90196 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_a^{i,t=\infty, frec} < 0,9 \times f_y = 319,5 \frac{N}{mm^2} \rightarrow CUMPLE$$

Verificación tensional del hormigón en compresión en ELS

La fibra más solicitada es la superior, se hace la verificación por combinación frecuente y poco probable:

Combinación frecuente

Se utiliza esta combinación de acciones:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i}$$

Tomando como coeficientes:

$$\psi_{1,1} = \psi_{1,1} = 0,7$$

$$\psi_{2,2} = \psi_{2,\Delta T} = 0$$

Entonces la tensión del perfil metálico será:

$$\sigma_c^{i,t=0, frec} = PP + RETR + 0,7 \times SU + 0 \times \Delta T = 2,83108 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_c^{i,t=0, frec} < 0,5 \times f_{ck} = 15 \frac{N}{mm^2} \rightarrow CUMPLE$$

Combinación poco probable

Se utiliza esta combinación de acciones:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \times Q_{k,i}$$

Tomando como coeficientes:

$$\psi_{1,1} = \psi_{1,1} = 0$$

$$\psi_{2,2} = \psi_{2,\Delta T} = 0,6$$

Entonces la tensión del hormigón será:

$$\sigma_c^{i,t=\infty, p. prob} = PP + RETR + SU + 0,6 \times \Delta T = 4,8399 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_c^{i,t=\infty, p. prob} < 0,9 \times f_y = 18,75 \frac{N}{mm^2} \rightarrow CUMPLE$$

Verificación tensional del hormigón en tracción en ELS

Se quiere entender si el hormigón en tracción alcanza unas tensiones que producen su fisuración, siendo que este estado se verifica en hormigón armado para la combinación de acciones casi permanente, entonces se evalúa las tensiones de tracción máximas, dicha combinación según el CTE-DB-SE ap. 4.3.2:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i}$$

Siendo según CTE-DB-SE t.4.2:

$$\Psi_{2,sc} = 0,7$$

$$\Psi_{2,\Delta T} = 0$$

En este caso, las máximas tensiones de tracción en el hormigón se producen en la fibra inferior:

$$\sigma_c^{i,t=\infty, c. perm} = 0,7 \times \Delta T = 1,13841 \frac{N}{mm^2}$$

Siendo:

$$f_{ck} = 30 \frac{kN}{mm^2}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38 \frac{kN}{mm^2}$$

$$f_{ct,m} = 2,12 \times \ln \left(1 + \frac{f_{cm}}{10} \right) = 3,3254 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ctm,fl} = \max \left[\left(1,6 - \frac{h_c}{1000} \right) \times f_{ct,m}; f_{ct,m} \right] = 4,4894 \frac{N}{mm^2}$$

Resulta:

$$f_{ctm,fl} \gg \sigma_c^{i,t=\infty,c.perm}$$

Por lo que según la EHE-08, no haría falta la verificación del ELS de fisuración.

CASO 2 (L=30,00)

Verificación tensional del acero en ELS

La fibra más solicitada es la superior, se hace la verificación por combinación frecuente y poco probable:

Combinación frecuente

Se utiliza esta combinación de acciones:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i}$$

Tomando como coeficientes:

$$\psi_{1,1} = \psi_{1,1} = 0,7$$

$$\psi_{2,2} = \psi_{2,\Delta T} = 0$$

Entonces la tensión del perfil metálico será:

$$\sigma_a^{i,t=\infty,frec} = PP + RETR + 0,7 \times SU + 0 \times \Delta T = 39,17355 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_a^{i,t=\infty,frec} < 0,75 \times f_y = 266,25 \frac{N}{mm^2} \rightarrow CUMPLE$$

Combinación poco probable

Se utiliza esta combinación de acciones:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \times Q_{k,i}$$

Tomando como coeficientes:

$$\psi_{1,1} = \psi_{1,1} = 0$$

$$\psi_{2,2} = \psi_{2,\Delta T} = 0,6$$

Entonces la tensión del perfil metálico será:

$$\sigma_a^{i,t=\infty,p.prob} = PP + RETR + SU + 0,6 \times \Delta T = 42,38088 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_a^{i,t=\infty, frec} < 0,9 \times f_y = 319,5 \frac{N}{mm^2} \rightarrow CUMPLE$$

Verificación tensional del hormigón en tracción en ELS

Se quiere entender si el hormigón en tracción alcanza unas tensiones que producen su fisuración, siendo que este estado se verifica en hormigón armado para la combinación de acciones casi permanente, entonces se evalúa las tensiones de tracción máximas, dicha combinación:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i}$$

Siendo:

$$\Psi_{2,sc} = 0,7$$

$$\Psi_{2,\Delta T} = 0$$

En este caso, las máximas tensiones de tracción en el hormigón se producen en la fibra inferior:

$$\sigma_c^{i,t=\infty,c.perm} = PP + 0,7 \times \Delta T = 68,9967 \frac{N}{mm^2}$$

Siendo:

$$f_{ck} = 30 \frac{kN}{mm^2}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38 \frac{kN}{mm^2}$$

$$f_{ct,m} = 2,12 \times \ln \left(1 + \frac{f_{cm}}{10} \right) = 3,3254 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ctm,fl} = \max \left[\left(1,6 - \frac{h_c}{1000} \right) \times f_{ct,m}; f_{ct,m} \right] = 4,4894 \frac{N}{mm^2}$$

Resulta:

$$f_{ctm,fl} \ll \sigma_c^{i,t=\infty,c.perm}$$

Por lo que según la EHE-08, haría falta la verificación del ELS de fisuración.

CASO 4 (L=7,5)

Verificación tensional del acero en ELS

La fibra más solicitada es la superior, se hace la verificación por combinación frecuente y poco probable:

Combinación frecuente

Se utiliza esta combinación de acciones:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i}$$

Tomando como coeficientes:

$$\psi_{1,1} = \psi_{1,1} = 0,7$$

$$\psi_{2,2} = \psi_{2,\Delta T} = 0$$

Entonces la tensión del perfil metálico será:

$$\sigma_a^{i,t=\infty, frec} = PP + RETR + 0,7 \times SU + 0 \times \Delta T = 9,24547 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_a^{i,t=\infty, frec} < 0,75 \times f_y = 266,25 \frac{N}{mm^2} \rightarrow CUMPLE$$

Combinación poco probable

Se utiliza esta combinación de acciones:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \times Q_{k,i}$$

Tomando como coeficientes:

$$\psi_{1,1} = \psi_{1,1} = 0$$

$$\psi_{2,2} = \psi_{2,\Delta T} = 0,6$$

Entonces la tensión del perfil metálico será:

$$\sigma_a^{i,t=\infty, p. prob} = PP + RETR + SU + 0,6 \times \Delta T = 23,1292 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_a^{i,t=\infty, frec} < 0,9 \times f_y = 319,5 \frac{N}{mm^2} \rightarrow CUMPLE$$

Verificación tensional del hormigón en compresión en ELS

La fibra más solicitada es la superior, se hace la verificación por combinación frecuente y poco probable:

Combinación frecuente

Se utiliza esta combinación de acciones:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i}$$

Tomando como coeficientes:

$$\psi_{1,1} = \psi_{1,1} = 0,7$$

$$\psi_{2,2} = \psi_{2,\Delta T} = 0$$

Entonces la tensión del perfil metálico será:

$$\sigma_c^{i,t=0, frec} = PP + RETR + 0,7 \times SU + 0 \times \Delta T = 1,48176 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_c^{i,t=0, frec} < 0,5 \times f_{ck} = 15 \frac{N}{mm^2} \rightarrow CUMPLE$$

Combinación poco probable

Se utiliza esta combinación de acciones:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \times Q_{k,i}$$

Tomando como coeficientes:

$$\psi_{1,1} = \psi_{1,1} = 0$$

$$\psi_{2,2} = \psi_{2,\Delta T} = 0,6$$

Entonces la tensión del hormigón será:

$$\sigma_c^{i,t=\infty, p. prob} = PP + RETR + SU + 0,6 \times \Delta T = 1,5846 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_c^{i,t=\infty, p. prob} < 0,9 \times f_y = 18,75 \frac{N}{mm^2} \rightarrow CUMPLE$$

10.2.2 FISURACIÓN DEL HORMIGÓN POR TRACCIÓN

Se siguen para esta comprobación las RPX-95, ap. 5.6, aplicable a secciones mixtas armadas, con $W_{max} = 0,3mm$. Se hace la verificación del ELS de fisuración del hormigón por tracción solo para el caso de $x = 30 m$ porque en los otros dos casos todo el hormigón no está traccionado.

Cuantía mínima de armaduras

$$A_s = 0,1 \times k_c \times f_{ck} \times \frac{A_c}{\sigma_{st}}$$

A_c es el área traccionada de la losa, en la sección eficaz elástica, antes de la fisuración. Esta área, en este caso la debemos calcular para la combinación casi permanente de acciones, por lo que incluye solo la retracción.

K_c es el coeficiente para tener en cuenta como se distribuyen las tracciones en el espesor de la losa antes de la fisuración.

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{h_c}{z_n}} > 0,7$$

Siendo Z_n la distancia entre la losa y la sección mixta, en ambos casos sin fisurar, a $t=0$ y sin considerar armaduras y h_c el espesor de la losa de hormigón.

$$z_n = x^{t=0} - \frac{h_c}{2} = 991,82 - \frac{250}{2} = 886,81 \text{ mm}$$

$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{250}{886,81}} = 0,874 > 0,7$$

TABLA 5.6.2.a)

DIAMETRO DE LAS BARRAS CORRUGADAS ϕ [mm]	TENSION MAXIMA EN LAS ARMADURAS σ_{st} [N/mm ²]
32	160
25	200
20	240
16	280
12	320
10	360
8	400
6	450

FIGURA 85 TENSION MÁXIMA EN ARMADURAS

σ_{st} es la máxima tensión permitida en la armadura después de la fisuración. $\sigma_{st} = 200$ N/mm² tomando $\phi=25$ (Tabla 5.6.2.a, RPX-95).

Finalmente se tiene:

$$A_{s,min} = 0,1 \times k_c \times f_{ck} \times \frac{A_c}{\sigma_{st}} = 0,1 \times 0,874 \times 30 \times \frac{473402,58}{200} = 6206,08 \text{ mm}^2$$

Esto valor debe ser menor que el área con lo que hemos dimensionado las armaduras, el cual es 16689,71 mm².

$$6206,08 \text{ mm}^2 < 16689,71 \text{ mm}^2$$

Entonces se verifica que se cumple con la Norma.

Separación de armaduras

La separación de armaduras es función de la tensión σ_s en las armaduras después de la fisuración y teniendo en cuenta la reagudización por tracción del hormigón entre fisuras, de acuerdo con una tabla que dan dichas recomendaciones, siendo:

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \frac{f_{ck} \times A_c}{25 \times A_c \times \alpha}$$

Donde:

$\sigma_{s,0}$ es la tensión en la armadura, sin considerar el hormigón traccionado. Esta tensión se calcula para la combinación en la cual se comprueba la fisuración, en nuestro caso, la casi permanente que como se ha visto, incluye solo la retracción, que produce los siguientes esfuerzos en la losa de hormigón.

A_c es el área traccionada de la losa, en la sección eficaz elástica, antes de la fisuración

α es un coeficiente determinado:

$$\alpha = \frac{I \times A}{I_a \times A_a}$$

$$\alpha = \frac{I \times A}{I_a \times A_a} = \frac{3961653,12 \times 815,64}{2378513,21 \times 648,75} = 2,094$$

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \frac{f_{ck} \times A_c}{25 \times A_c \times \alpha} = 176,85 + \frac{30 \times 473402,58}{25 \times 473402,58 \times 2,094} = 193,11 \text{ N/mm}^2$$

Con este valor de tensión, podemos obtener la distancia máxima entre barras en la Tabla 5.6.3 de las RPX-95 mostrada en la FIGURA 86, que es igual a 150 mm. En nuestro caso la distancia entre barras es de 100 mm, entonces también la verificación de la separación de armaduras está comprobada.

TABLA 5.6.3.

TENSION EN LAS ARMADURAS σ_s [N/mm ²]	DISTANCIA MAXIMA ENTRE BARRAS [mm]
160	200
200	150
240	125
280	75
320	-
360	-
400	-
450	-

FIGURA 86 DISTANCIA MÁXIMA ENTRE BARRAS. FUENTE: RPX-95

10.2.3 DEFORMACIONES DE LA ESTRUCTURA

Calculamos, en primer lugar, las deformaciones verticales (flechas) producidas por las diferentes acciones y, después, obtenemos, sus combinaciones, comparándolas con los valores límite, con el fin de ver si son admisibles. Se va a necesitar construir introduciendo una contraflecha que se define en este apartado.

La variación de flecha máxima se determina mediante la tabla que aparece en la FIGURA 87.

	Autopistas, autovías y vías rápidas	Carreteras con circulación rápida	Carreteras con circulación lenta
Puentes isostáticos de un vano	L/2000	L/1200	L/800
Puentes de varios vanos isostáticos	L/4000	L/2300	L/1600
Puente continuo	L/1500	L/900	L/600

FIGURA 87 VARIACIÓN DE FLECHA MÁXIMA. FUENTE: RPX-95

En el caso estudiado, se tienen dos vanos continuos y es una carretera de circulación rápida, entonces se tiene como límite el valor de $L/900$.

Peso propio

PP = 24,75 kN/m se considera el peso propio del acero (18,75 kN/m) y de la losa de hormigón (6 kN/m).

$$F_{pp} = \frac{PP \times l^4}{185 \times E_a \times I_a} = \frac{24,75 \times 30^4}{185 \times 210\,000 \times 10^3 \times 7458218,519 \times 10^{-8}} = 6,92 \text{ mm}$$

Carga muerta

$C_m = 7,245$ kN/m, se considera la carga de pavimento con el valor superior.

Para $t = 0$

$$F_{cm} = \frac{C_m \times l^4}{185 \times E_a \times I(t=0)} = \frac{7,245 \times 30^4}{185 \times 210\,000 \times 10^3 \times 7458218,519 \times 10^{-8}} = 2,06 \text{ mm}$$

Para $t = \infty$

$$F_{cm} = \frac{5 \times C_m \times l^4}{185 \times E_a \times I(t=\infty)} = \frac{7,245 \times 30^4}{185 \times 210\,000 \times 10^3 \times 5696838,12 \times 10^{-8}} = 2,65 \text{ mm}$$

Retracción del hormigón

$M_r = 1839,15$ kN m

Utilizando las características a $t = \infty$ *, por ser la retracción una acción que se va desarrollando en el tiempo.

$$F_r = \frac{M_r \times l^2}{8 \times E_a \times I(t=\infty^*)} = \frac{1839,15 \times 30^2}{8 \times 210\,000 \times 10^3 \times 6229463,665 \times 10^{-8}} = 1,5 \text{ mm}$$

Contraflecha de construcción

$$F_{cons} = F_{pp} + F_{cm}^{t=0} + 0,5 \times (F_{cm}^{t=\infty} + F_r) = 6,92 + 2,06 + 0,5 \times (2,65 + 1,5) =$$

$$F_{cons} = 11,06 \text{ mm}$$

Flecha real

$$F_{real} = 0,5 \times (F_{cm}^{t=\infty} + F_r) = 0,5 \times (2,65 + 1,5) =$$

$$F_{real} = 2,08 \text{ mm}$$

Esta es muy inferior a la que se exige, por tanto, **cumple**.

10.2.4 VIBRACIONES DE LA ESTRUCTURA

Cuando se utilicen tipos de puentes sensibles a las vibraciones, procede comprobar que no se pueden presentar fenómenos de resonancia y que las acciones no producen oscilaciones inaceptables desde el punto de vista de fatiga. Estos casos hay que examinarlos en el marco de la verificación de la seguridad del puente.

Para verificar las vibraciones en el ELS, hay diferentes modos de verificar el comportamiento dinámico de una estructura:

1. Limitar las flechas producidas por las cargas móviles en puentes de carretera: RPX-95, ap. 5.2 verificación aproximada del comportamiento dinámico. Esto se ha realizado en el apartado anterior.
2. Alejar las frecuencias propias de vibración de intervalos molestos para el usuario.
3. Limitar las flechas producidas por ciertas cargas estáticas patrón así se garantiza que las máximas aceleraciones verticales son admisibles, (RPX-95, ap.5.4 estado límite de vibraciones).
4. Hacer el cálculo dinámico, obteniendo las aceleraciones, viendo si son admisibles. Para ello se necesita el propio cálculo dinámico para trenes de carga (magnitud, variación espacial, variación temporal).

En este documento se realiza el modo 3 por ser suficiente para el análisis realizado.

Limitación de la flecha producida por una carga estática “patrón”, según RPX-95 ap. 5.4 estado límite de vibraciones.

Para ello, en primer lugar, se calcula la frecuencia principal de vibración vertical en una viga biapoyada sometida a una carga uniformemente distribuida en toda su longitud:



$$F_0 (H2) = c \cdot \sqrt{\frac{E \cdot \tau}{m \cdot l^4}}$$

Siendo:

$$C = \{\text{viga simplemente apoyada}\} = 1,57$$

$$E = E_a = 210\,000 \text{ N/mm}^2$$

$$I = \{\text{vibración acción instantánea}\} = 7458218 \text{ cm}^4$$

$$m = \text{masa sometida a vibración}$$

$$PP \text{ Acero biapoyada} = 12,6552 \text{ kN/m}$$

$$PP \text{ Hormigón} = 26,0741 \text{ kN/m}$$

Esta masa será, al menos, la correspondiente a toda la carga permanente:

$$m_1 = \frac{((12,6552 + 26,0741) + 3,0) \times 10^3 \text{ N/m}}{9,81 \text{ m/s}^2} = 4253,75 \text{ kg masa/m}$$

Con lo que se obtienen la principal frecuencia propia de vibración vertical:

$$F_{0,1} = 1,57 \times \sqrt{\frac{210\,000 \times 10^6 \text{ N/m}^2 \times 745\,8218,519 \times 10^{-8} \text{ m}^4}{4253,75 \frac{\text{N}}{\text{m/s}^2} \times \frac{1}{\text{m}} \times 30^4 \text{ m}^4}} = 3,35 \text{ s}^{-1}$$

Para el caso que nos ocupa de un puente de carretera, la limitación de la flecha estática es según las RPX-95 la que se muestra en la Figura 88.

b) En puentes de carretera:

$$y_e \leq \sqrt{f_o} \frac{l f_o - 18}{2.000 f_o^2}$$

siendo:

y_e flecha estática, en [m], producida por una sobrecarga uniforme de 10 kN/m² centrada en el vano mayor y extendida a todo el ancho de la calzada y a una longitud a , expresada en [m], de valor:

$$a = \frac{9}{b} + 0,06 l$$

- donde b es el ancho total de la calzada, en [m]
- f_o frecuencia del primer modo de vibración vertical, en [Hz]
- l luz del vano mayor, en [m]

FIGURA 88 LIMITACIÓN DE FLECHA. FUENTE: RPX-95

Siendo:

y_e = flecha estática (m) producida por una sobrecarga uniforme de 10 kN/m centrada en el vano mayor y extendida a todo el ancho de la calzada.

$$y_e = \frac{5 q l^4}{384 E_a I} = \frac{5 \times 10 \times 30^4}{384 \times 210000 \times 10^3 \times 745822 \times 10^{-8}} = 0,067m$$

$$\sqrt{F_0} \times \frac{l \times F_0 - 18}{2000 \times F_0^2} = \sqrt{3,35} \times \frac{30 \times 3,35 - 18}{2000 \times 3,35^2} = 0,07$$

Por tanto, como se cumple que $y_e \leq \sqrt{F_0} \times \frac{l \times F_0 - 18}{2000 \times F_0^2}$ y se da por válido el diseño frente a vibraciones.

10.2.5 DEFORMACIONES DEL ALMA

En el caso de almas de gran esbeltez las deformaciones transversales que se pueden producir en condiciones de servicio no deben provocar ninguno de los siguientes efectos:

- a) Apariencia inaceptable de la obra.
- b) Inquietud respecto a la seguridad de la estructura.
- c) Cambio brusco en la configuración del equilibrio.
- d) Riesgo de fisuración por fatiga del encuentro alma-ala del elemento.

Esta verificación se puede dividir en dos fases:

- Verificación tensional.
- Limitaciones de esbeltez:
 - a) Recomendable
 - b) Absoluta

10.2.5.1 VERIFICACIÓN TENSIONAL

CASO 1 (L=12,9696 m)

Sección transversal centro luz

Se empieza con la verificación tensional, la zona no rigidizada del alma cumple la condición:

$$\frac{\sigma}{1,1 \sigma_{cr}} + \left(\frac{\tau}{1,1 \tau_{cr}} \right)^2 \leq 1$$

Al ser el cortante concomitante con el momento flector que produce la tensión normal en la sección centro luz de valor nulo, también lo será la tensión tangencial.

Se calcula el valor σ de la tensión máxima superior debida a la combinación frecuente de las acciones:

$$\sigma = \sigma_{alma}^{sup,t=inf,freq} = PP + SU + RETR + \psi_{1,\Delta T} \times \Delta T = -55,5593 \text{ N/mm}^2$$

Se calcula la tensión crítica elástica:

$$\sigma_{cr} = 0,9 \times k \times \left(\frac{t_w}{b} \right)^2 \times E_a$$

Donde se considera:

t_w	15	mm
$d_w = b$	1425	mm
E_a	210000	N/mm ²

El coeficiente k depende del grado de rigidez del alma y la distribución de deformaciones unitarias en el alma en la combinación de acciones considerada:

$$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{12,9696 \text{ m}}{1,42 \text{ m}} = 9,10 > 1$$

La tensión concomitante con la obtenida antes para la fibra superior será:

$$\sigma = \sigma_{alma}^{inf,t=inf,freq} = PP + SU + RETR + \psi_{1,\Delta T} \times \Delta T = 54,8502 \text{ N/mm}^2$$

Entonces se pueden calcular las correspondientes deformaciones como:

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_{alma}^{sup,t=inf,freq}}{E_a} = -0,000264568$$

$$\varepsilon_i = \frac{\sigma_{alma}^{inf,t=inf,freq}}{E_a} = 0,000261191$$

Por las deformaciones se calcula el coeficiente β :

$$\beta = \frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_s} = -0,98$$

Siendo:

$$\alpha > 1, \quad 0 > \beta > -1$$

Entonces k será:

$$k = 7,81 - 6,29 \times \beta + 9,78 \times \beta^2 = 23,55$$

Ahora se puede calcular el valor de σ_{cr}

$$\sigma_{cr} = 0,9 \times k \times \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times E_a = 493,2150 \frac{N}{mm^2}$$

Por lo que:

$$\frac{\sigma}{1,1 \sigma_{cr}} = 0,1 \ll 1$$

Por lo que se cumple.

Sección transversal de apoyos

Se calcula la tensión máxima superior debida a la combinación frecuente de las acciones indirectas de retracción y diferencia de temperatura:

$$\sigma = \sigma_{alma}^{sup,t=inf,freq} = RETR + \psi_{1,\Delta T} \times \Delta T = 18,1824 N/mm^2$$

Se calcula V_{pp} como:

$$V_{pp} = \frac{PP \times L}{2} = 238,8 kN$$

Siendo PP dado:

$$PP = PP_{acero} + PP_{norm} + PP_{pav,sup} + PP_{pav,inf} = 36,825 kN/m$$

Y la tensión tangencial:

$$\tau_{PP} = \frac{V_{pp}}{t_w \times d} = 11,17 \frac{N}{mm^2}$$

El mismo por la sobrecarga de uso:

$$SU_{un} + SU_{punt} = 73,26 \frac{kN}{m}$$

$$V_{su} = \frac{SU_{tot} \times L}{2} = 475,1 kN$$

$$\tau_{su} = \frac{V_{su}}{t_w \times d} = 22 \frac{N}{mm^2}$$

Ahora se calcula la tensión tangencial total sobre el alma:

$$\tau_{alma}^{freq} = \tau_{pp} + \tau_{su} = 33,39 \frac{N}{mm^2}$$

Al igual que antes, se calcula la tensión máxima inferior debida a la combinación frecuente de las acciones indirectas de retracción y diferencia de temperatura:

$$\sigma = \sigma_{alma}^{inf,t=inf,freq} = RETR + \psi_{1,\Delta T} \times \Delta T = 8,2535 N/mm^2$$

Se calcula el coeficiente β :

$$\beta = \frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_s} = 0,4539$$

Y el valor de k como:

$$k = 7,81 - 6,29 \times \beta + 9,78 \times \beta^2 = 6,9699$$

El valor de σ_{cr} :

$$\sigma_{cr} = 0,9 \times k \times \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times E_a = 145,96 \frac{N}{mm^2}$$

Considerando $k_r = 5,34$ se obtiene el valor de la tensión tangencial crítica:

$$\tau_{cr} = 0,9 \times k \times \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times E_a = 111,83 \frac{N}{mm^2}$$

Al final:

$$\frac{\sigma}{1,1 \sigma_{cr}} + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 = 0,2024 \ll 1$$

Se cumple.

CASO 2 (L=30,00 m)

Sección transversal centro luz

Se empieza con la verificación tensional, la zona no rigidizada del alma cumple la condición:

$$\frac{\sigma}{1,1 \sigma_{cr}} + \left(\frac{\tau}{1,1 \tau_{cr}}\right)^2 \leq 1$$

Al ser el cortante concomitante con el momento flector que produce la tensión normal en la sección centro luz de valor nulo, también lo será la tensión tangencial.

Se calcula el valor σ de la tensión máxima superior debida a la combinación frecuente de las acciones:

$$\sigma = \sigma_{alma}^{sup,t=inf,freq} = PP + SU + RETR + \psi_{1,\Delta T} \times \Delta T = 96,59945 \text{ N/mm}^2$$

Se calcula la tensión crítica elástica:

$$\sigma_{cr} = 0,9 \times k \times \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times E_a$$

Donde se considera:

t_w	15	mm
$d_w = b$	1425	mm
E_a	210000	N/mm ²

El coeficiente k depende del grado de rigidez del alma y la distribución de deformaciones unitarias en el alma en la combinación de acciones considerada:



$$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{30,00 \text{ m}}{1,42 \text{ m}} = 21,05263 > 1$$

La tensión concomitante con la obtenida antes para la fibra superior será:

$$\sigma = \sigma_{alma}^{inf,t=inf,freq} = PP + SU + RETR + \psi_{1,\Delta T} \times \Delta T = 54,7281 \text{ N/mm}^2$$

Entonces se pueden calcular las correspondientes deformaciones como:

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_{alma}^{sup,t=inf,freq}}{Ea} = 0,000459997$$

$$\varepsilon_i = \frac{\sigma_{alma}^{inf,t=inf,freq}}{Ea} = 0,00026061$$

Por las deformaciones se calcula el coeficiente β :

$$\beta = \frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_s} = 0,566547$$

Siendo:

$$\alpha > 1, \quad 0 > \beta > -1$$

Entonces k será:

$$k = 7,81 - 6,29 \times \beta + 9,78 \times \beta^2 = 9,414218$$

Ahora se puede calcular el valor de σ_{cr}

$$\sigma_{cr} = 0,9 \times k \times \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times E_a = 154,667095 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Por lo que:

$$\frac{\sigma}{1,1 \sigma_{cr}} = 0,56 < 1 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Sección transversal de apoyos

Se calcula la tensión máxima superior debida a la combinación frecuente de las acciones indirectas de retracción y diferencia de temperatura:

$$\sigma = \sigma_{alma}^{sup,t=inf,freq} = RETR + \psi_{1,\Delta T} \times \Delta T = 11,03545 \text{ N/mm}^2$$

Se calcula V_{pp} como:

$$V_{pp} = \frac{PP \times L}{2} = 552,375 \text{ kN}$$

Siendo PP dado:

$$PP = PP_{acero} + PP_{horm} + PP_{pav,sup} + PP_{pav,inf} = 36,825 \text{ kN/m}$$

Y la tensión tangencial:

$$\tau_{PP} = \frac{V_{pp}}{t_w \times d} = 0,025842 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

El mismo por la sobrecarga de uso:

$$SU_{un} + SU_{punt} = 47,00 \frac{kN}{m}$$

$$V_{su} = \frac{SU_{tot} \times L}{2} = 705 \text{ kN}$$

$$\tau_{su} = \frac{V_{su}}{t_w \times d} = 0,032982 \frac{kN}{mm^2}$$

Ahora se calcula la tensión tangencial total sobre el alma:

$$\tau_{alma}^{freq} = \tau_{pp} + \tau_{su} = 0,058824 \frac{kN}{mm^2}$$

Al igual que antes, se calcula la tensión máxima inferior debida a la combinación frecuente de las acciones indirectas de retracción y diferencia de temperatura:

$$\sigma = \sigma_{alma}^{inf,t=inf,freq} = RETR + \psi_{1,\Delta T} \times \Delta T = 54,7281 \text{ N/mm}^2$$

Se calcula el coeficiente β :

$$\beta = \frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_s} = 4,9593$$

Y el valor de k como:

$$k = 7,81 - 6,29 \times \beta + 9,78 \times \beta^2 = 217,1517$$

El valor de σ_{cr} :

$$\sigma_{cr} = 0,9 \times k \times \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times E_a = 4547,55328 \frac{N}{mm^2}$$

Considerando $k_r = 5,34$ se obtiene el valor de la tensión tangencial crítica:

$$\tau_{cr} = 0,9 \times k \times \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times E_a = 111,83 \frac{N}{mm^2}$$

Al final:

$$\frac{\sigma}{1,1 \sigma_{cr}} + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 = 0,2789 \ll 1 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

CASO 4 (L=7,50 m)

Sección transversal centro luz

Se empieza con la verificación tensional, la zona no rigidizada del alma cumple la condición:

$$\frac{\sigma}{1,1 \sigma_{cr}} + \left(\frac{\tau}{1,1 \tau_{cr}}\right)^2 \leq 1$$

Al ser el cortante concomitante con el momento flector que produce la tensión normal en la sección centro luz de valor nulo, también lo será la tensión tangencial.

Se calcula el valor σ de la tensión máxima superior debida a la combinación frecuente de las acciones:

$$\sigma = \sigma_{alma}^{sup,t=inf,freq} = PP + SU + RETR + \psi_{1,\Delta T} \times \Delta T = -46,42775 \text{ N/mm}^2$$

Se calcula la tensión crítica elástica:

$$\sigma_{cr} = 0,9 \times k \times \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times E_a$$

Donde se considera:

t_w	15	mm
$d_w = b$	1425	mm
E_a	210000	N/mm ²

El coeficiente k depende del grado de rigidez del alma y la distribución de deformaciones unitarias en el alma en la combinación de acciones considerada:

$$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{30,00 \text{ m}}{1,42 \text{ m}} = 5,263158 > 1$$

La tensión concomitante con la obtenida antes para la fibra superior será:

$$\sigma = \sigma_{alma}^{inf,t=inf,freq} = PP + SU + RETR + \psi_{1,\Delta T} \times \Delta T = 31,87215 \text{ N/mm}^2$$

Entonces se pueden calcular las correspondientes deformaciones como:

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_{alma}^{sup,t=inf,freq}}{E_a} = -0,000221085$$

$$\varepsilon_i = \frac{\sigma_{alma}^{inf,t=inf,freq}}{E_a} = 0,000216193$$

Por las deformaciones se calcula el coeficiente β :

$$\beta = \frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_s} = -0,97787$$

Siendo:

$$\alpha > 1, \quad 0 > \beta > -1$$

Entonces k será:

$$k = 7,81 - 6,29 \times \beta + 9,78 \times \beta^2 = 23,31281$$

Ahora se puede calcular el valor de σ_{cr}

$$\sigma_{cr} = 0,9 \times k \times \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times E_a = 488,2128446 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Por lo que:

$$\frac{\sigma}{1,1 \sigma_{cr}} = -0,08645 \ll 1 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Sección transversal de apoyos

Se calcula la tensión máxima superior debida a la combinación frecuente de las acciones indirectas de retracción y diferencia de temperatura:

$$\sigma = \sigma_{alma}^{sup,t=inf,freq} = RETR + \psi_{1,\Delta T} \times \Delta T = 20,58345 \text{ N/mm}^2$$

Se calcula V_{pp} como:

$$V_{pp} = \frac{PP \times L}{2} = 138,09375 \text{ kN}$$

Siendo PP dado:

$$PP = PP_{acero} + PP_{norm} + PP_{pav,sup} + PP_{pav,inf} = 36,825 \text{ kN/m}$$

Y la tensión tangencial:

$$\tau_{pp} = \frac{V_{pp}}{t_w \times d} = 0,006460526 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

El mismo por la sobrecarga de uso:

$$SU_{un} + SU_{punt} = 107 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{su} = \frac{SU_{tot} \times L}{2} = 401,25 \text{ kN}$$

$$\tau_{su} = \frac{V_{su}}{t_w \times d} = 0,01877193 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

Ahora se calcula la tensión tangencial total sobre el alma:

$$\tau_{alma}^{freq} = \tau_{pp} + \tau_{su} = 0,0252324 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

Al igual que antes, se calcula la tensión máxima inferior debida a la combinación frecuente de las acciones indirectas de retracción y diferencia de temperatura:

$$\sigma = \sigma_{alma}^{inf,t=inf,freq} = RETR + \psi_{1,\Delta T} \times \Delta T = 3,09765 \text{ N/mm}$$

Se calcula el coeficiente β :

$$\beta = \frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_s} = -0,97787$$

Y el valor de k como:

$$k = 7,81 - 6,29 \times \beta + 9,78 \times \beta^2 = 23,31281$$

El valor de σ_{cr} :

$$\sigma_{cr} = 0,9 \times k \times \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times E_a = 488,2128446 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Considerando $k_r = 5,34$ se obtiene el valor de la tensión tangencial crítica:

$$\tau_{cr} = 0,9 \times k \times \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times E_a = 111,83 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Al final:

$$\frac{\sigma}{1,1 \sigma_{cr}} + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 = 0,08923 \ll 1 \rightarrow \text{CUMPLE}$$



10.2.5.2 VERIFICACIÓN DE ESBELTEZ

La verificación de esbeltez es la misma para todos los casos porque no depende de la longitud considerada y se divide en recomendable y absoluta:

Recomendable

La limitación que tenemos que comprobar es:

$$\frac{b}{t} = 95 \leq 100 \times \sqrt{\frac{355}{f_y}} = 100$$

Absoluta

La limitación que tenemos que comprobar es:

$$\frac{b}{t} = 95 \leq 0,55 \times \frac{E_a}{f_y} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_f}} = 268$$

Ambas comprobaciones se cumplen.

11 MEDICIONES

Se ha establecido las mediciones de la obra utilizando el software PRESTO en el cual se definen los capítulos y partidas del tablero y se establece las mediciones de estos. El resultado se muestra en la TABLA 25.

TABLA 25 MEDICIONES OBRA

Código	Nat	Ud	Resumen	Comentario	N	Longitud	Anchura	Altura	Parcial	CanPres
1	Capítulo		ESTRUCTURA DEL TABLERO							1
1.1	Partida		ESTRUCTURA DE ACERO							1,00
1.1.1	Partida	m	VIGA ARMADA							240,000
			Viga armada de dimensiones según diseño. Suministro y montaje mediante acero laminado UNE-EN 10025 S355JR, ejecutada en taller. Piezas compuestas según planos de detalle de estructura para vigas y pilares, mediante uniones soldadas o atornilladas. Trabajado y montado en taller, con preparación de superficies en grado Sa2,1/2 según UNE-EN ISO 8501-1 y aplicación posterior de dos manos de imprimación con un espesor mínimo de película seca de 30 micras por mano, excepto en la zona en que deban realizarse soldaduras en obra, en una distancia de 100 mm desde el borde de la soldadura. Incluso p/p de preparación de bordes, soldaduras, cortes, piezas especiales, despuntes y reparación en obra de cuantos desperfectos se originen por razones de transporte, manipulación o montaje, con el mismo grado de preparación de superficies e imprimación. Incluye: Limpieza y preparación del plano de apoyo. Replanteo y marcado de los ejes. Aplomado y nivelación. Ejecución de las uniones. Reparación de defectos superficiales.							
				Viga 1, 2, 3, 4	4	60,00	0,00	0,00	240,00	
									1.1.1	240,000
1.1.2	Partida	u	PERNOS							500,000
			Pernos de altura 100 mm y diámetro del vástago de 20 mm. Diámetro de cabeza de 40 mm. Soldados en vigas en taller para garantizar la soldadura de los mismos. Incluye: soldadura en obra si fuera necesario por desperfectos ocasionados en transporte.							
				Pernos 4 vigas	500	0,00	0,00	0,00	500,00	
									1.1.2	500,000
									1.1	1,00
1.2	Partida	m2	LOSA DE HORMIGÓN							745,00



			<p>Bordillo - Recto - MC - A1 (20x14) - B-H - S(R-3,5) - UNE-EN 1340, colocado sobre base de hormigón no estructural (HNE-20/P/20) de 20 cm de espesor y rejuntado con mortero de cemento, industrial, M-5.</p> <p>Materiales: Hormigón no estructural HNE-20/P/20, fabricado en central. Agua. Mortero industrial para albañilería, de cemento, color gris, categoría M-5 (resistencia a compresión 5 N/mm²), suministrado en sacos, según UNE-EN 998-2. Bordillo recto de hormigón, monocapa, con sección normalizada peatonal A1 (20x14) cm, clase climática B (absorción <=6%), clase resistente a la abrasión H (huella <=23 mm) y clase resistente a flexión S (R-3,5 N/mm²), de 50 cm de longitud, según UNE-EN 1340 y UNE 127340.</p>									
											2.2	1,00
2.3	Partida	m2	PAVIMENTO CALZADA									540,00
			<p>Pavimento de 5 cm de espesor, realizado con mezcla bituminosa continua en caliente AC16 surf D, para capa de rodadura, de composición densa.</p> <p>Mezcla bituminosa continua en caliente AC16 surf D, para capa de rodadura, de composición densa, con árido granítico de 16 mm de tamaño máximo y betún asfáltico de penetración, según UNE-EN 13108-1. Extendedora asfáltica de cadenas, de 81 kW. Rodillo vibrante tandem autopropulsado, de 24,8 kW, de 2450 kg, anchura de trabajo 100 cm. Compactador de neumáticos autopropulsado, de 12/22 t.</p>									
2.4	Partida	m	BARANDILLA									120,00
			<p>Barandilla en forma recta de fachada de 100 cm de altura formada por: bastidor compuesto de barandal superior e inferior de tubo cuadrado de perfil hueco de acero laminado en frío de 20x20x1,5 mm y montantes de tubo cuadrado de perfil hueco de acero laminado en frío de 20x20x1,5 mm con una separación de 100 cm entre ellos; entrepaño para relleno de los huecos del bastidor compuesto de barrotes verticales de tubo cuadrado de perfil hueco de acero laminado en frío de 20x20x1,5 mm con una separación de 10 cm y pasamanos de tubo cuadrado de perfil hueco de acero laminado en frío de 20x20x1,5 mm, fijada mediante atornillado en obra de fábrica.</p>									
											2	1

12 PLAN DE OBRA

Se establece de manera aproximada un plan de obra donde la misma comienza el 5 de septiembre de 2022 y termina el 23 de diciembre de 2022 con una duración aproximada de 4 meses. Para ello se ha utilizado el software PROJECT y en la TABLA 26 se muestran los plazos de la ejecución del tablero y en la FIGURA 89 su diagrama de Gantt.

TABLA 26 PLAN DE OBRA

Nombre de tarea	Duración	Comienzo	Fin	Predecesoras
Fabricación de la estructura de acero en taller	30 días	lun 05/09/22	vie 14/10/22	
Montaje de la estructura de acero	5 días	lun 17/10/22	vie 21/10/22	1
Ferrallado y hormigonado del tablero	20 días	lun 24/10/22	vie 18/11/22	2
Equipamientos	20 días	lun 21/11/22	vie 16/12/22	3
Acabados, prueba de carga y limpieza de obra	5 días	lun 19/12/22	vie 23/12/22	4

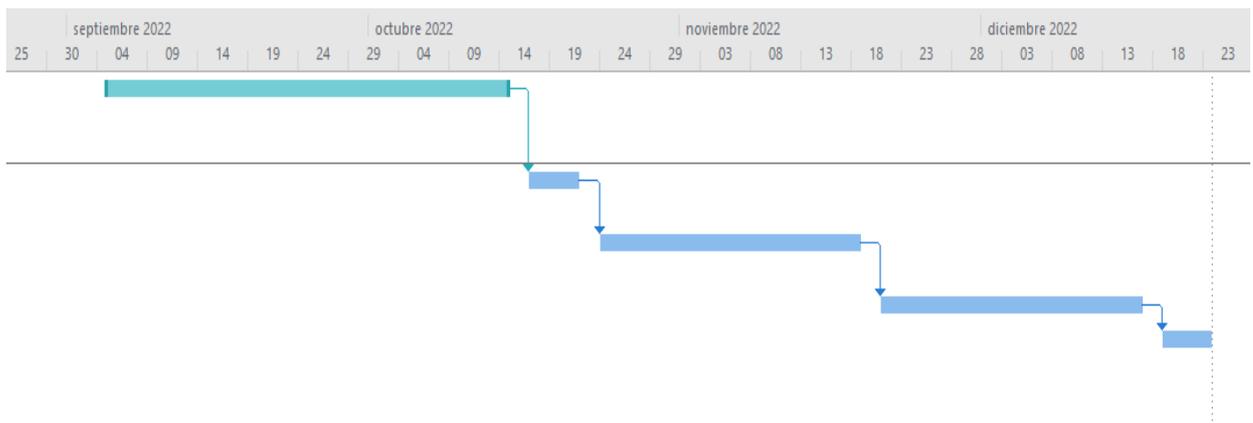


FIGURA 89 DIAGRAMA DE GANTT

Además, en la FIGURA 90, FIGURA 91, FIGURA 92 y FIGURA 93 se muestra el calendario de los meses de septiembre, octubre, noviembre y diciembre respectivamente.

Mes		Semana		Personalizado		
septiembre 2022		septiembre 2022		septiembre 2022		
L	M	X	J	V	S	D
05	06	07	08	09	10	11
Fabricación de la estructura de acero en taller; 30 días						
12	13	14	15	16	17	18
Fabricación de la estructura de acero en taller; 30 días						
19	20	21	22	23	24	25
Fabricación de la estructura de acero en taller; 30 días						
26	27	28	29	30	01 oct	02
Fabricación de la estructura de acero en taller; 30 días						

FIGURA 90 CALENDARIO SEPTIEMBRE

Mes		Semana		Personalizado		
septiembre 2022		octubre 2022		septiembre 2022		
L	M	X	J	V	S	D
03	04	05	06	07	08	09
Fabricación de la estructura de acero en taller; 30 días						
10	11	12	13	14	15	16
Fabricación de la estructura de acero en taller; 30 días						
17	18	19	20	21	22	23
Montaje de la estructura de acero; 5 días						
24	25	26	27	28	29	30
Ferrallado y hormigonado del tablero; 20 días						

FIGURA 91 CALENDARIO OCTUBRE

Mes		Semana		Personalizado		
octubre 2022		noviembre 2022		octubre 2022		
L	M	X	J	V	S	D
31	01 nov	02	03	04	05	06
Ferrallado y hormigonado del tablero; 20 días						
07	08	09	10	11	12	13
Ferrallado y hormigonado del tablero; 20 días						
14	15	16	17	18	19	20
Ferrallado y hormigonado del tablero; 20 días						
21	22	23	24	25	26	27
Equipamientos; 20 días						

FIGURA 92 CALENDARIO NOVIEMBRE



CALENDARIO

Mes	Semana	Personalizado
noviembre 2022		
L M X J V S D		
1 2 3 4 5 6		
7 8 9 10 11 12 13		
14 15 16 17 18 19 20		
21 22 23 24 25 26 27		
28 29 30		
diciembre 2022		
L M X J V S D		
1 2 3 4		
5 6 7 8 9 10 11		
12 13 14 15 16 17 18		
19 20 21 22 23 24 25		
26 27 28 29 30 31		
enero 2023		
L M X J V S D		
1		
2 3 4 5 6 7 8		
9 10 11 12 13 14 15		
16 17 18 19 20 21 22		
23 24 25 26 27 28 29		
30 31		

lunes	martes	miércoles	jueves	viernes	sábado	domingo
28	29	30	01 dic	02	03	04
Equipamientos; 20 días						
05	06	07	08	09	10	11
Equipamientos; 20 días						
12	13	14	15	16	17	18
Equipamientos; 20 días						
19	20	21	22	23	24	25
Acabados, prueba de carga y limpieza de obra 5 días						

FIGURA 93 CALENDARIO DICIEMBRE



13 CONCLUSIONES

Finalmente se elabora una lista de conclusiones para comprender el desarrollo del trabajo y otra para enumerar los objetivos cumplidos.

En primer lugar, las conclusiones que se tienen de la realización de este trabajo son:

- Se ha definido la geometría del tablero con los usos de cada parte de este.
- Se han identificado todas las acciones importantes que afectan al tablero del puente y por tanto a su diseño. También se ha establecido las combinaciones de todas ellas.
- Se ha elaborado un profundo análisis de esfuerzos sobre la viga metálica para realizar posteriormente su diseño. Los esfuerzos obtenidos de forma manual se han comprobado mediante el modelo estructural elaborado en SAP2000.
- Se ha realizado el diseño de la viga para que sea capaz de soportar los esfuerzos calculados. Este se ha modificado para tener unas dimensiones más apropiadas para la fabricación de la viga armada, dándole a esta una mayor altura y unos espesores más pequeños.
- Se ha establecido el proceso constructivo mediante fases con sus secciones resistentes y acciones solicitantes.
- Se han determinado los anchos eficaces para ELU y ELS los cuales han servido para las comprobaciones y el diseño de conectores y armaduras.
- Se han diseñado elementos tan importantes como la armadura longitudinal y transversal y los conectores.
- Con todos los elementos definidos se han determinado las características mecánicas de la sección para ELU y ELS y las tensiones en ELS.
- Se han realizado todas las comprobaciones para ELU y ELS y se ha verificado que el diseño realizado cumple todas ellas.
- Se han calculado las mediciones de la obra y se ha elaborado un plan de obra.
- Finalmente se han realizado los planos necesarios para definir el tablero diseñado.

En segundo lugar, se han cumplido los siguientes objetivos:

- Profundizar en las normativas aplicables a los puentes de carretera.
- Identificar las acciones a tener en cuenta en puentes de carretera.
- Calcular y analizar los esfuerzos producidos por las acciones.
- Elaborar un modelo estructural que sirva de apoyo al cálculo de esfuerzos previo.
- Diseñar los elementos que componen el puente mixto.
- Definir el proceso constructivo.
- Realizar las comprobaciones estructurales para verificar el diseño.
- Elaborar los planos y detalles constructivos.
- Aumentar el conocimiento en el ámbito de las estructuras.
- Mejorar el planteamiento para abordar problemas de este tipo.
- Comprender el comportamiento y la forma de trabajo de estructuras mixtas.



14 REFERENCIAS

Se indican las referencias de los documentos, libros y páginas webs en los que se ha apoyado la redacción de este documento.

España Dirección General de Carreteras. (2006). *Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos para carreteras. RPX-95*. Ministerio de Fomento, Centro de Publicaciones.

España Dirección General de Carreteras. (2012). *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera. IAP-11*. Ministerio de Fomento, Centro de Publicaciones.

Google Earth. (s. f.). GOOGLE EARTH. <https://earth.google.com/web/>

LÓPEZ DESFILIS, V. J. (2022). *Proyecto y Ejecución de Estructuras Metálicas y Mixtas*. UPV.

LÓPEZ JUÁREZ, J. A. (2012). *Prontuario básico de estructuras simples*.

Metalesa. (2022, 1 abril). METALESA. <https://metalesa.com/>

Prefabricados de Hormigón | Adymar. (s. f.). ADYMAR. <https://www.adymar.com/es/>

Secretaría General Técnica. (2021). *Código Estructural*. Ministerio de Fomento, Centro de Publicaciones.

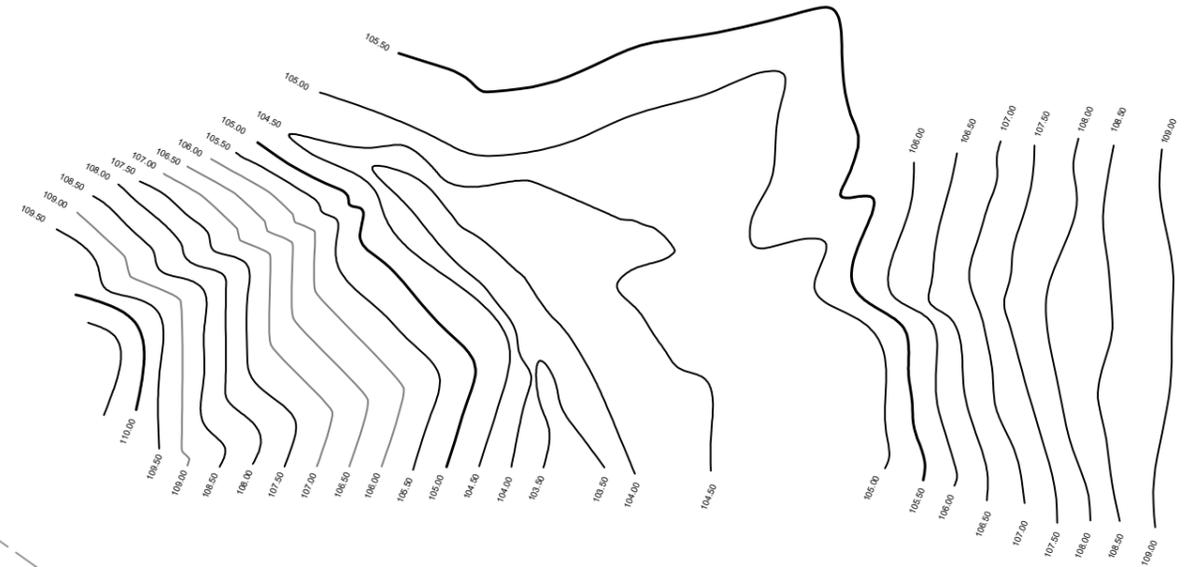
Visor cartogràfic de la Generalitat. (s. f.). Visor de Cartografía.

<http://visor.gva.es/visor/>



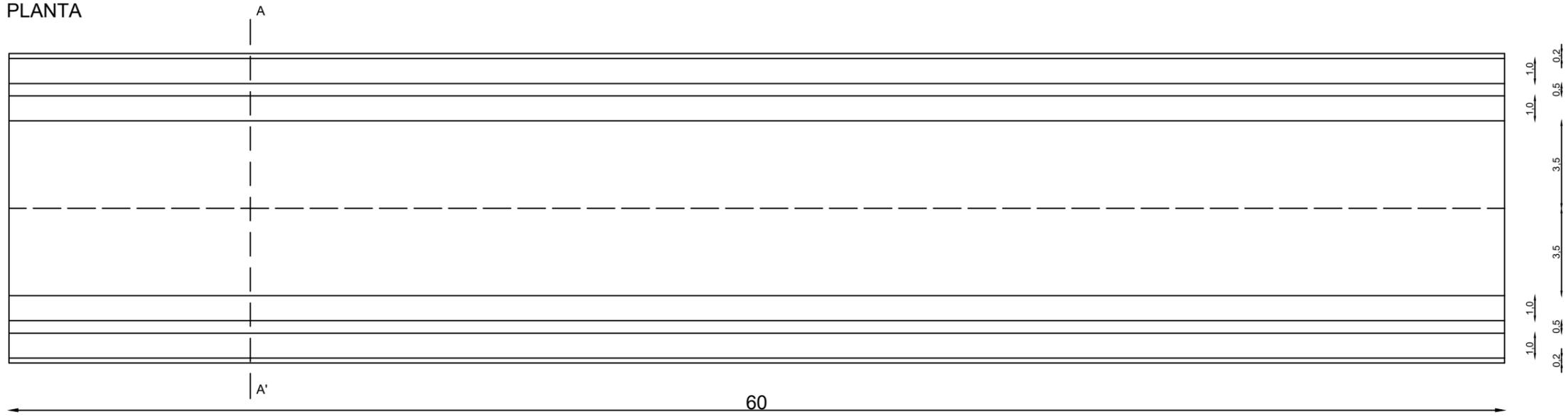
15 PLANOS

PLANO 1	EMPLAZAMIENTO
PLANO 2	GEOMETRÍA DEL TABLERO
PLANO 3	USOS DEL TABLERO
PLANO 4	DETALLES CONSTRUCTIVOS
PLANO 5	DETALLE EMPALMES VIGAS ARMADAS

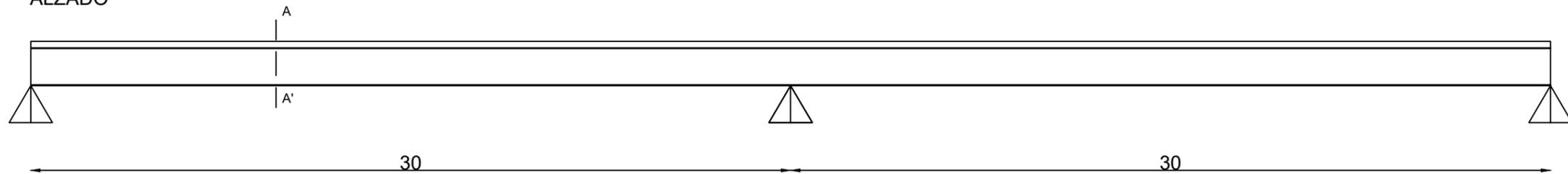


Ciudad	LYMSA	Ref. Obra	
Emplazamiento	El Puig (Valencia)	Dir. Técnica	
Descripción	Ubicación de la obra	Fecha	05.08.2022
No. Plano	1	Plano	Emplazamiento
		Dibujado	

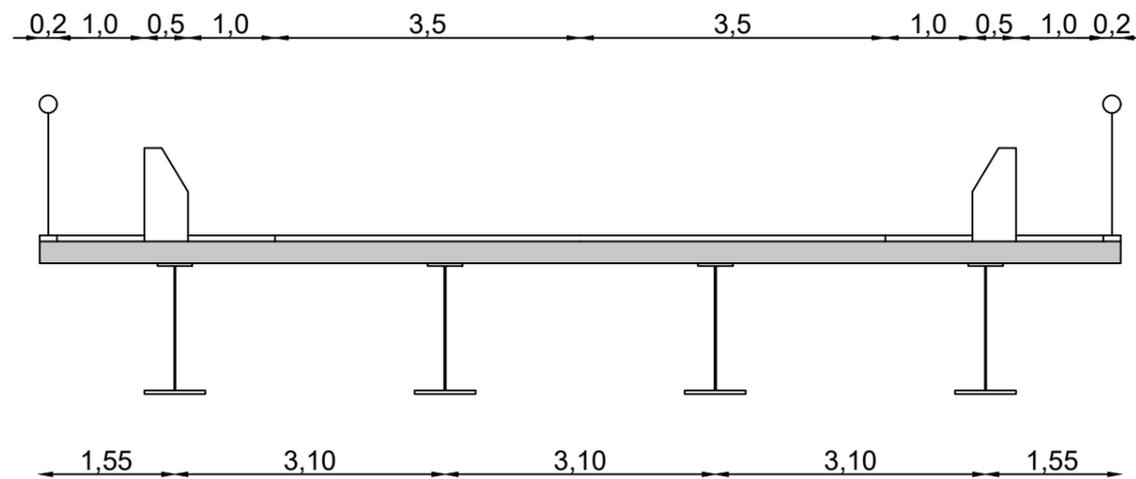
PLANTA



ALZADO



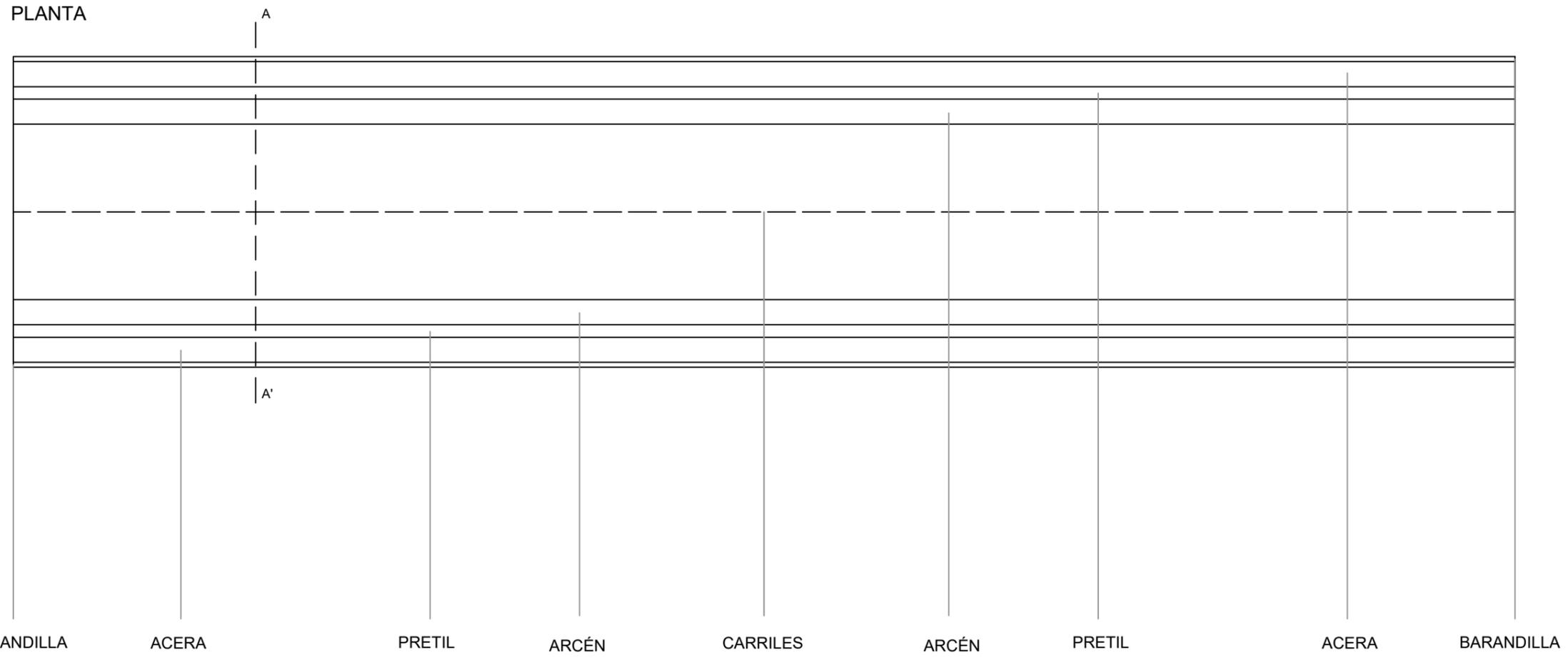
SECCIÓN A-A'



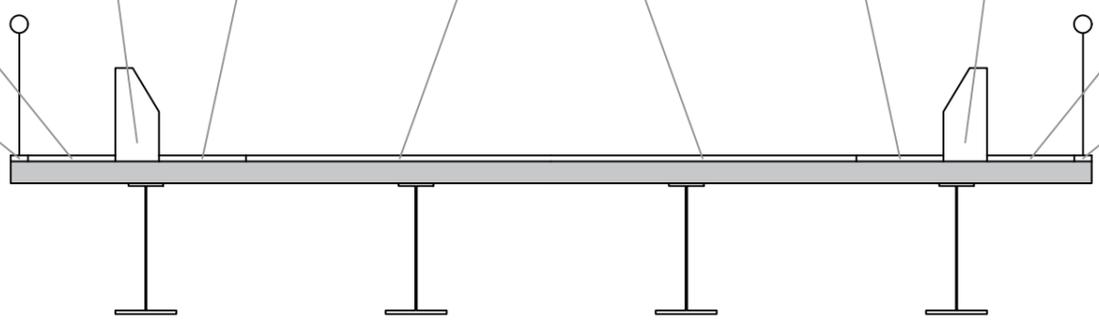
COTAS EN METRO

Cliente	LYMSA	Ref. Obra	
Emplazamiento	El Puig (Valencia)	Dir. Técnica	
Descripción	Planta y secciones del tablero	Fecha	05.08.2022
No. Plano	2	Plano	Geometría del tablero
		Dibujado	

PLANTA

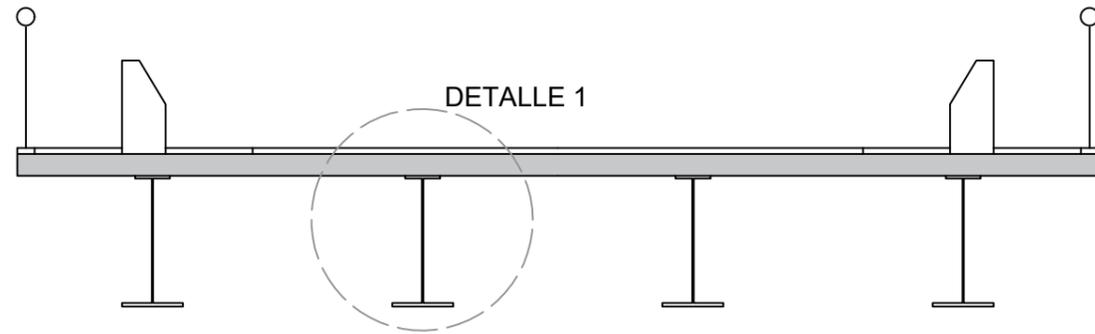


SECCIÓN A-A'

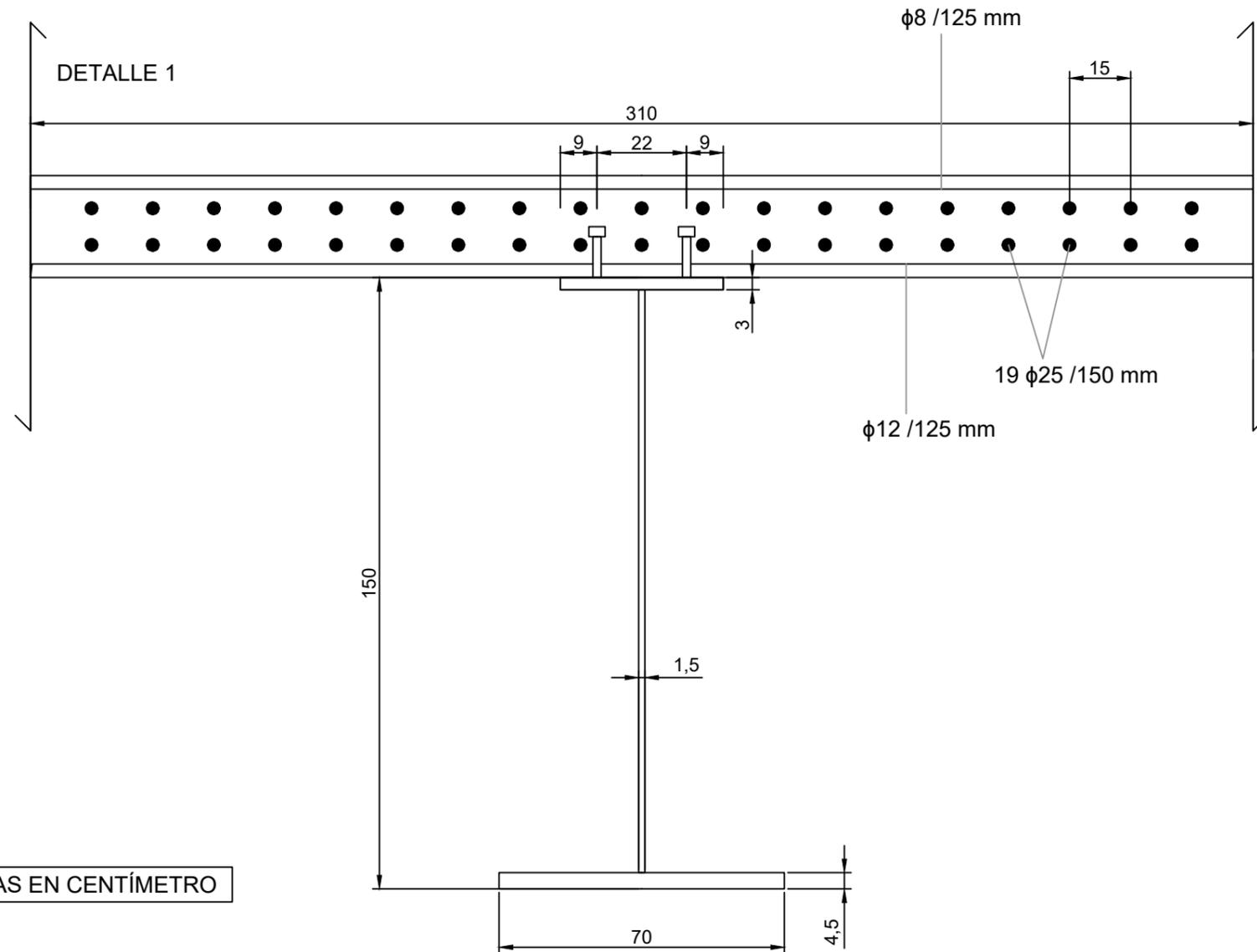
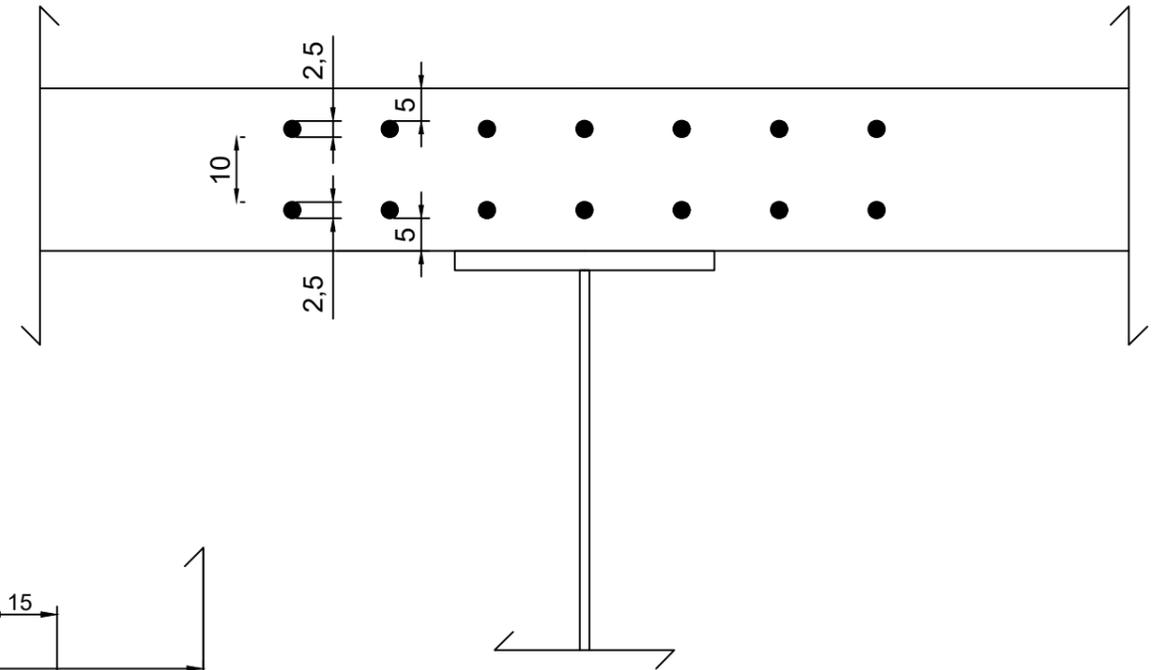


Cliente	LYMSA	Ref. Obra	
Emplazamiento	El Puig (Valencia)	Dir. Técnica	
Descripción	Partes del tablero	Fecha	05.08.2022
No. Plano	3	Plano	Usos del tablero
		Escala	
		Dibujado	

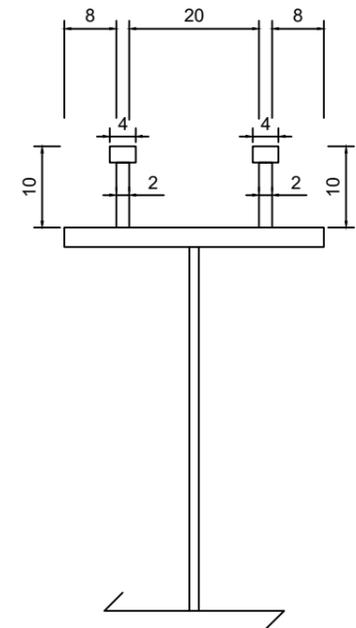
SECCIÓN A-A'



DETALLE ARMADURA LONGITUDINAL

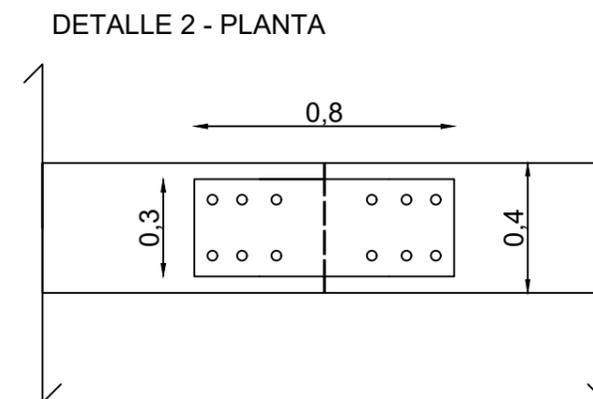
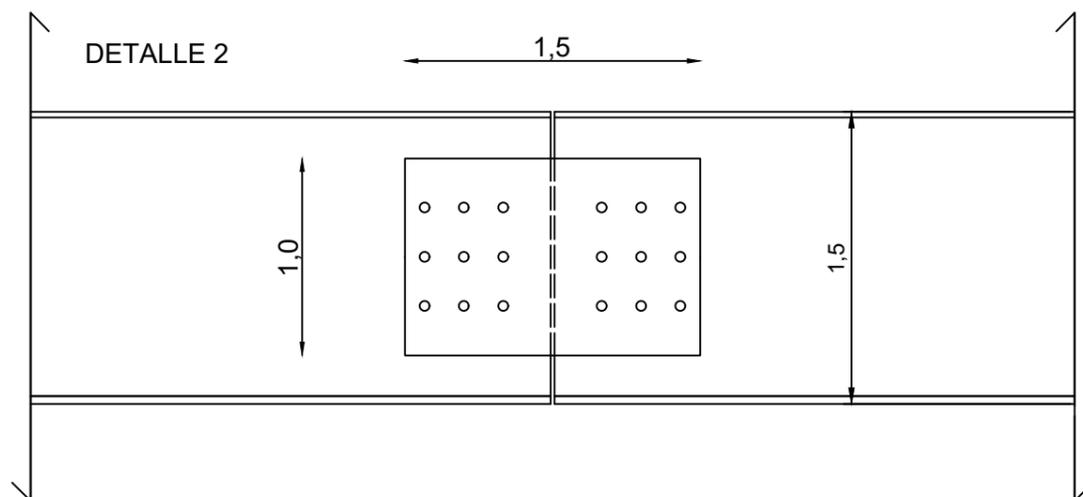
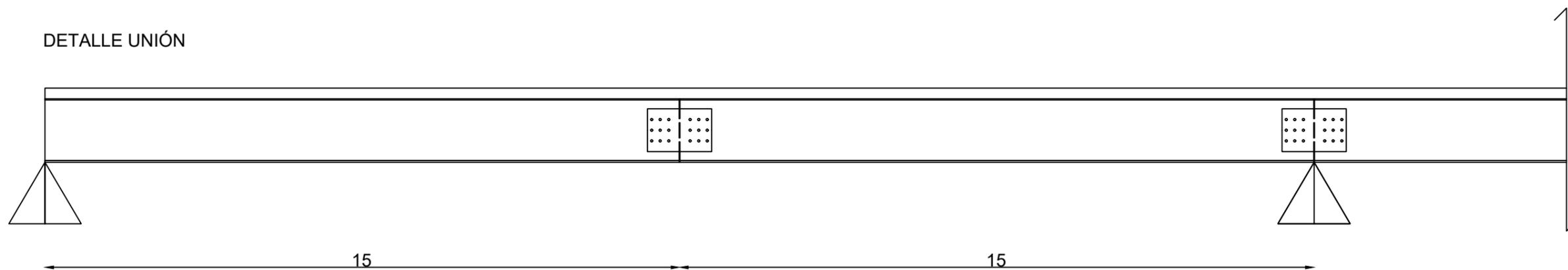
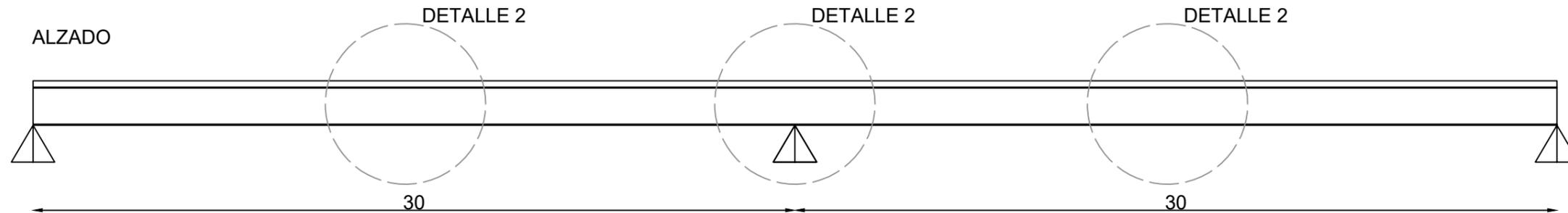


DETALLE PERNOS



COTAS EN CENTÍMETRO

Cliente		LYMSA		Ref. Obra	
Emplazamiento		El Puig (Valencia)		Dir. Técnica	
Descripción		Pernos y armaduras		Fecha	Escala
No. Plano		Plano		05.08.2022	
4		Detalles constructivos		Dibujado	



COTAS EN METRO

Cliente	LYMSA	Ref. Obra	
Emplazamiento	El Puig (Valencia)	Dir. Técnica	
Descripción	Detalle uniones	Fecha	05.08.2022
No. Plano	5	Plano	Detalle empalmes vigas armadas
		Escala	
		Dibujado	