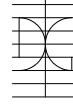




UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DE LA
CONSTRUCCIÓN Y DE PROYECTOS DE
INGENIERÍA CIVIL

OPTIMIZACIÓN DE LOSAS ALVEOLARES PRETENSADAS EN SITUACIÓN ACCIDENTAL DE INCENDIO.

Autor: Héctor Saura Arnau

Director: Antonio Hospitaler Pérez

Septiembre 2015

Agradecimientos.

Agradecer a todos aquellos que de un modo u otro han contribuido a la generación, desarrollo y culminación de la presente tesis doctoral, en particular a mi familia y, como no, a Antonio Hospitaler, que ha sido capaz de orientar y apoyar el comienzo y finalización de esta tesis.

Resumen.

SAURA ARNAU, H. (2015). Optimización de losas alveolares pretensadas en situación accidental de incendio. Tesis Doctoral. Departamento de Ingeniería de la Construcción.

Las placas alveolares pretensadas son elementos prefabricados de hormigón armado pretensado, que se utilizan como elemento resistentes en forjados unidireccionales, cuando se requiere cubrir grandes luces y con un nivel de carga elevado, ya que la relación canto del elemento con respecto a la luz cubierta es muy alto.

Las placas alveolares son productos industrializados para edificación, por tanto, su materialización se realiza en instalaciones industriales, lo que hace que la búsqueda de geometrías y armados óptimos, para la misma, sea factible dada la repetitividad en la producción. Son pocos los trabajos de investigación que se han encaminado hacia la búsqueda de la optimización geométrica y del armado de las placas alveolares, y ninguna hacia la optimización de placas alveolares en situación accidental de incendio.

A partir de lo observado en el estado del arte de la investigación, este trabajo aplicará la teoría de optimización denominada cristalización simulada (Simulated Annealing SA), con ella se buscará minimizar una función objetivo, basada en una estructura de costes. Esta técnica heurística se ha elegido para plantear el problema con el mayor número posible de variables, definiendo la geometría de la sección transversal y el armado, realizándose las comprobaciones que establece la norma española.

El plan experimental se basa en la búsqueda de geometrías de placa alveolar óptimas teniendo en cuenta los requerimientos en situación accidental de incendio a 30, 60, 90 y 120 minutos, con relación a la serie de placas de un fabricante, tomado como referencia sus tipos de la serie de placas de canto 25 cm más representativos

Para alcanzar este objetivo, se ha calibrado el algoritmo SA, estableciendo un movimiento de 6 variables, con una temperatura inicial calculada para una aceptación inicial del 60%, se ha establecido una longitud de cadena de Markov de 1000, con un criterio de parada que congela el algoritmo cuando la última cadena de Markov pase de un porcentaje de soluciones aceptadas inferior al 0.8%, marcando un patrón de enfriamiento del 0,95% respecto a la temperatura anterior.

Se ha realizado un estudio de la sensibilidad de la solución en función de la variación del precio del hormigón, así como con la variación de la resistencia característica del material de la placa, disposición y tipo de armado y del número de alveolos. También se ha variado la geometría de los alveolos teniendo en cuenta la tecnología de fabricación a emplear.

Como resultado se han obtenido geometrías de placa que cumplen todos los requerimientos normativos en situación permanente y transitoria, así como en situación accidental de incendio, con unas reducciones de coste medio económico en el caso menor del 7.21 %, hasta un máximo del 21.45%.

Abstract.

SAURA ARNAU, H. (2015). Optimal design of prestressed hollow core slabs in the fire situation. Phd Thesis. Department of Construction Engineering.

Prestressed hollow core slabs are precast concrete elements used for floors when large span and high load level are required, due to their high ratio between height and available span.

Hollow core slabs are manufactured in industrial facilities, therefore finding optimal geometries and reinforcement configurations are feasible thanks to their repeatable production process. Few research works have been focused on geometry and reinforcement optimization for hollow core slabs, and no one was related to their optimization under fire conditions.

Based on what was observed in the state of the art of this research, this paper applies the theory called simulated annealing optimization (Simulated Annealing, SA). This theory tries to minimize an objective function based on a cost structure. This heuristic technique was chosen to reach the aim of the work using the maximum number of variables to define the cross-section and the reinforcement configuration. All the Spanish standards requirements were checked.

The experimental plan is based on finding optimal geometries of hollow core slabs considering requirements in the fire situation for 30, 60, 90 and 120 minutes of fire resistant ratio, compared with more representative commercial manufacturer series. The study was carried out using 2.0 kN / m² of dead load and 5.0 kN / m² of live load.

To achieve the objective, the SA algorithm was calibrated, establishing a movement of 6 variables with an initial temperature calculated for an initial acceptance of 60%. A Markov chain length of 1000 was established, with a stop condition that freezes the algorithm when the last Markov chain obtain an accepted solution ratio lower than 0.8%. The cooling schedule fixed was a temperature decrease of 0.95% from the previous temperature step.

A sensibility analysis was performed, studying the influence on the solution of the concrete price fluctuations, the strength of the materials used, as well as the layout and number of hollows. Hollows geometry was also varied depends on the manufacturing technology employed.

As a result, hollow core slab designs which fulfill with all standard requirements, at room temperature and in the fire situation, were obtained. These new designs can reach an economic reduction cost from 7.21 % to 21.45 %.

Resum.

SAURA ARNAU, H. (2015). Disseny optim de lloses alveolars pretensades en situació accidental d'incendi. Tesis Doctoral. Departament d'Ingenieria de la Construcció.

Les lloses alveolars pretensades son elements prefabricats de formigó armat pretensat, que s'utilitzen com element resistents en forjats unidireccionals, quan se requereix cobrir grans llums i en un nivell de carrega elevada, ja que la relació cant de l'element en respecte a la llum coberta es molt alt.

Les plaques alveolars son productes industrialitzats per a edificació, per tant, la seua materialització se realitza en instal·lacions industrials, lo que fa que la busca de geometries i armats òptims, per a la mateixa, siga factible doneu la repetibilitat en la producció. Son pocs els treballs d'investigació que s'han encaminat cap a la busca de l'optimització geomètrica i de l'armat de les plaques alveolars, i ninguna cap a l'optimització de plaques alveolars en situació accidental d'incendi.

A partir de lo observat en l'estat de l'art de la investigació, este treball aplicarà la teoria d'optimització denominada cristal·lització simulada (Simulated Annealing SA), en ella se buscarà minimitzar una funció objectiva, basada en una estructura de costs. Esta tècnica heurística s'ha elegit per a plantejar el problema en el major numero possible de variables, definint la geometria de la secció transversal i l'armat, realitzant-se les comprovacions que estableix la norma espanyola.

El pla experimental se basa en la busca de geometries de placa alveolar optimes tenint en conte els requeriments en situació accidental d'incendi a 30, 60, 90 i 120 minuts, en relació a la sèrie de plaques d'un fabricant, pres com referencia els seus tipos de la sèrie de plaques de cant 25 cm mes representatius. L'estudi se realitza per a una carrega morta de 2.0 kN/m² i una sobrecarrega d'us de 5.0 kN/m².

Per a obtindre este objectiu, s'ha calibrat l'algoritme SA, establint un moviment de 6 variables, en una temperatura inicial calculada per a una acceptació inicial del 60%, s'ha establert una longitud de cadena de Markov de 1000, en un criteri de parada que congela l'algoritme quan l'ultima cadena de Markov passa de un percentatge de solucions acceptades inferior al 0.8%, marcant un patró de refredat del 0,95% respecte a la temperatura anterior.

S'ha realitzat un estudi de la sensibilitat de la solució en funció de la variació del preu del formigó, aixina com en la variació de la resistència característica del material de la placa, disposició i tipo d'armat i del numero d'encaixos. També s'ha variat la geometria dels encaixos tenint en conte la tecnologia de fabricació a amprar.

Com resultat s'han obtingut geometries de placa que compleixen tots els requeriments normatius en situació permanent i transitòria, aixina com en situació accidental d'incendi, en unes reduccions de cost mig econòmic en el cas menor del 7.21 %, fins un màxim del 21.45%.

Índice general.

1	Introducción a la placa alveolar.....	59
1.1	OBJETO Y ALCANCE DE LA TESIS.....	59
1.2	REQUISITOS EXIGIBLES A LOS PRODUCTOS DE CONSTRUCCIÓN.	64
1.3	LA PLACA ALVEOLAR EN SITUACIÓN DE INCENDIO. ...	66
1.4	INCENDIO. MODELOS DE INCENDIO.	69
1.4.1	Introducción.	69
1.4.2	Modelos de incendio.....	70
1.5	OBJETIVOS DE LA TESIS.	75
1.5.1	Objetivo principal.	75
1.5.2	Objetivos complementarios.	75
1.6	METODOLOGÍA EMPLEADA.....	77
1.6.1	Introducción.	77
1.6.2	Planteamiento del problema. La optimización condicionada.....	80
1.7	ESTRUCTURA Y ORGANIZACIÓN DE LA TESIS DOCTORAL.....	82
1.8	BIBLIOGRAFÍA.	84
2	Estado del arte en la optimización de estructuras de hormigón armado y pretensado	85

2.1	INTRODUCCIÓN.....	85
2.2	ANTECEDENTES HISTÓRICOS DE LA PLACA ALVEOLAR. 86	
2.2.1	Evolución histórica.....	87
2.3	LA OPTIMIZACIÓN DE PLACAS ALVEOLARES PRETENSADAS.....	90
2.3.1	Métodos generales.....	92
2.3.2	Métodos heurísticos.....	114
2.4	CONCLUSIONES.....	147
2.5	BIBLIOGRAFÍA.....	149
3	Modelo geométrico.....	159
3.1	INTRODUCCIÓN.....	159
3.2	DEFINICIÓN GEOMÉTRICA.....	161
3.3	PROCESO DE FABRICACIÓN.....	163
3.3.1	Tecnología de las máquinas ponedoras.....	169
3.4	MODELO GEOMÉTRICO.....	173
3.4.1	Variables de modelo geométrico.....	173
3.4.2	Ligaduras del modelo geométrico.....	185
3.4.3	Restricciones del modelo geométrico.....	188
3.5	ANÁLISIS GEOMÉTRICO DEL MERCADO.....	196
3.5.1	Análisis geométrico placas de canto 20 cm.....	197

3.5.2	Análisis geométrico placas de canto 25 cm.....	203
3.5.3	Análisis geométrico placas de canto 30 cm.....	208
3.5.4	Análisis geométrico placas de canto 40 cm.....	213
3.5.5	Análisis geométrico placas de canto 50 cm.....	218
3.5.6	Conclusiones sobre el análisis geométrico global del mercado	223
3.6	NÚMERO DE ALVEOLOS ÓPTIMO.....	227
3.6.1	Placa de canto 20 cm.	228
3.6.2	Placa de canto 25 cm.	229
3.6.3	Placa de canto 30 cm.	230
3.6.4	Placa de canto 40 cm.	231
3.6.5	Placa de canto 50 cm.	232
3.7	CONCLUSIONES.	233
3.8	BIBLIOGRAFÍA	234
4	Análisis térmico	235
4.1	INTRODUCCIÓN.....	235
4.2	EL PROBLEMA DE LA TRANSMISIÓN DE CALOR EN SECCIONES DE HORMIGÓN.	237
4.2.1	Mecanismos de transmisión de calor	240
4.2.2	Formulación de los problemas de transmisión de calor en estructuras sometidas a incendio.....	243

4.2.3	Ecuación general de conducción de calor.	244
4.3	CÁLCULO DE LA TEMPERATURA EN LA SECCIÓN.....	247
4.3.1	Análisis térmico del Eurocódigo 2.	247
4.3.2	Análisis térmico por el método Wickström	248
4.4	ANÁLISI TÉRMICO UNE 1168.....	252
4.5	CONCLUSIONES.....	253
4.6	BIBLIOGRAFÍA.....	254
5	Caracterización del comportamiento de los materiales	255
5.1	INTRODUCCIÓN.....	255
5.2	CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES CONSTITUTIVOS A TEMPERATURA AMBIENTE.	257
5.2.1	Hormigón. Tipos y comportamiento.	257
5.2.2	Resistencia de cálculo a compresión y a tracción.....	267
5.2.3	Relación entre tensión-deformación para el cálculo estructural no lineal.	268
5.2.4	Relación entre tensión-deformación para el cálculo de secciones transversales.	269
5.2.5	Resistencia a flexotracción.	271
5.2.6	Evolución de las propiedades con el tiempo.....	271
5.2.7	Acero. Tipos y comportamiento.	273
5.2.8	Longitud de transferencia.....	278

5.2.9	Longitud de anclaje.	282
5.3	VARIABLES MECÁNICAS DEL PROBLEMA ASOCIADAS A LOS MATERIALES.....	285
5.3.1	Variables mecánicas o de material.....	285
5.3.2	Parámetros mecánicos o del material	288
5.3.3	Restricciones mecánicas.....	288
5.4	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES A ALTAS TEMPERATURAS.	290
5.4.1	Acero. Propiedades térmicas y mecánicas.....	290
5.4.2	Hormigón. Propiedades térmicas y mecánicas. Spalling. 292	
5.5	CONCLUSIONES.	295
5.6	BIBLIOGRAFIA.	296
6	Modelo mecánico. Comportamiento estructural.....	297
6.1	ANTECEDENTES EN LOS MODELOS DE CÁLCULO Y ENSAYOS DE REFERENCIA.	297
6.2	ACCIONES Y COMBINACIONES.....	299
6.2.1	Acciones permanentes G.	299
6.2.2	Fuerza de pretensado.	299
6.2.3	Coacciones.....	299
6.2.4	Ejecución.....	300

6.2.5	Explotación. Sobrecarga de uso.	301
6.2.6	Acciones variables, Q (valor característico).....	301
6.3	COMBINACIÓN DE ACCIONES $G_k, G_k^*, P_k, A_k, Q_k$	302
6.4	CONTEXTO NORMATIVO.....	303
6.5	MODELIZACIÓN DE LA SECCIÓN Y ANÁLISIS TENSIONAL.....	307
6.5.1	Modelización de la sección.	307
6.5.2	Análisis tensional.	309
6.6	MODOS DE FALLO Y SITUACIONES DE PROYECTO..	314
6.7	ESTADOS LÍMITE.....	315
6.7.1	Estado Límite de Transferencia de la fuerza de pretensado.	315
6.7.2	Estado Límite de Spalling.	323
6.7.3	Restricción asociada al cumplimiento del Estado límite de Spalling.....	324
6.7.4	Restricción de cuantía mecánica mínima.	325
6.7.5	Estados Límite en la ejecución.	325
6.7.6	Estado Límite de Servicio.	330
6.7.7	Estados Límite Últimos.	344
6.8	SITUACIÓN ACCIDENTAL DE INCENDIO. RESISTENCIA AL FUEGO.....	368

6.8.1	Métodos de comprobación.	368
6.9	BIBLIOGRAFIA.	383
7	Algoritmos de optimización	385
7.1	INTRODUCCIÓN.	385
7.2	ANTECEDENTES A LOS MÉTODOS DE OPTIMIZACIÓN HEURÍSTICOS.	387
7.3	CLASIFICACIÓN DE LOS MÉTODOS HEURÍSTICOS. ...	388
7.4	LA METAHEURÍSTICA.	389
7.4.1	Definición.	389
7.4.2	Clasificación de las técnicas heurísticas.	389
7.5	MÉTODOS DE BÚSQUEDA SECUENCIAL POR ENTORNOS.	391
7.5.1	Búsqueda por gradiente. Descent Local Search (DLS). 391	
7.5.2	Cristalización simulada. Simulated Annealing (SA). ...	392
7.5.3	Aceptación por umbrales (Threshold Accepting, TA). 400	
7.5.4	Búsqueda Tabú (TS).	401
7.5.5	Algoritmo del diluvio universal (Great Deluge Algorithm, GDA). 401	
7.5.6	Aceptación por cercanía al líder	402

7.5.7	Procedimientos Greedy Randomized Adaptive Search Procedure (GRASP).....	402
7.5.8	Búsqueda local iterada (Iterated local search, ILS)....	402
7.5.9	Búsqueda en entornos variables (Variable neighborhood search, VNS)	402
7.5.10	Las gotas de agua inteligentes. (Intelligent Water Drops)	402
7.6	ALGORITMOS EVOLUTIVOS.....	404
7.6.1	Colonia de Hormigas (Ant colony, AN).	404
7.6.2	Optimización Espiral. (Spiral Optimization, SO).....	404
7.7	ALGORITMOS GENÉTICOS.....	405
7.7.1	Búsqueda dispersa /Scatter search, ES)	405
7.7.2	Algoritmos meméticos (Memetic Algorithms, MA).....	406
7.7.3	Re-encadenamiento de trayectorias (Path Relinking, PR)	406
7.7.4	Redes neuronales.....	407
7.7.5	Optimización de cuco. (Cuckoo Optimization, CO). ...	407
7.7.6	Big Bang- Big Crunch, BB-BC.....	408
7.8	BIBLIOGRAFIA.....	409
8	Aplicación del algoritmo de optimización.....	411
8.1	INTRODUCCIÓN.....	411

8.2 OPTIMIZACIÓN DE LA PLACA ALVEOLAR. METODOLOGÍA Y PROCEDIMIENTO.	412
8.2.1 El problema de la optimización condicionada.....	412
8.3 VARIABLES DEL MODELO.....	414
8.4 LIGADURAS DEL MODELO.....	414
8.5 RESTRICCIONES DEL MODELO.....	415
8.6 PASEO ALEATORIO Y LOS PROBLEMAS DE LA FACTIBILIDAD.....	417
8.7 FUNCIÓN OBJETIVO.....	422
8.8 TAMAÑO DEL PROBLEMA.....	426
8.9 BÚSQUEDA LOCAL POR DESCENSO (DLS).	427
8.10 SIMULATED ANNEALING.....	434
8.11 RESUMEN DE VARIABLES.....	436
8.11.1 Variables geométricas.....	436
8.11.2 Materiales.....	441
8.12 RESUMEN DE LIGADURAS.....	445
8.12.1 Geométricas.....	445
8.13 RESUMEN DE RESTRICCIONES.....	448
8.13.1 Geométricas.....	448
8.13.2 Materiales.....	451
8.13.3 Estados Límites.....	451

8.14	BIBLIOGRAFÍA.....	455
9	Plan experimental.....	457
9.1	INTRODUCCIÓN.....	457
9.2	OPTIMIZACIÓN DE LA GEOMETRÍA R0.....	465
9.3	OPTIMIZACIÓN DE LA GEOMETRÍA R60.....	468
9.4	OPTIMIZACIÓN DE LA GEOMETRÍA R90.....	471
9.5	OPTIMIZACIÓN DE LA GEOMETRÍA R120.....	474
9.6	COMPARATIVA DEL AJUSTE DE LAS GEOMETRÍAS ÓPTIMAS.....	481
9.7	COMPARATIVA CON MOLDE FIJO.....	486
9.8	COMPARATIVA CAMBIO DE RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DEL HORMIGÓN.....	489
9.9	COMPARATIVA CAMBIO DE PRECIO DEL HORMIGÓN. 492	
9.10	COMPARATIVA CON CAPA DE COMPRESIÓN DE 5 cm. 497	
9.11	COMPARATIVA CON MOLDE DE 6 ALVEOLOS.....	500
9.12	COMPARATIVA CON MOLDE DE 6 ALVEOLOS CIRCULAR SESGADA.....	504
9.12.1	Ala 26 mm.....	504
9.12.2	Ala 33 mm.....	507

9.13	CONCLUSIONES.....	510
10	Conclusiones.....	513
10.1	CONCLUSIONES GENERALES.....	513
10.2	CONCLUSIONES ESPECÍFICAS.....	514
10.3	RESUMEN.....	517
10.4	DESARROLLOS FUTUROS.....	517

Lista de figuras.

FIGURA 1-1. FORJADOS UNIDIRECCIONALES. GOODCHILD C.H. [1].	61
FIGURA 1-2. SECCIÓN TIPO DE PLACA ALVEOLAR.	61
FIGURA 1-3. CUADRO DE ÁMBITOS DE APLICACIÓN DE LAS TIPOLOGÍAS DE FORJADOS GOODCHILD, C.H. [1]	63
FIGURA 1-4. LOS TRES COMPONENTES BÁSICOS DE LA APROXIMACIÓN AL PROBLEMA.	67
FIGURA 1-5. ESQUEMA GENERAL DEL PROBLEMA DEL FUEGO.	68
FIGURA 1-6. EVOLUCIÓN DE LA TEMPERATURA DE LOS GASES EN UN INCENDIO.	69
FIGURA 1-7. MODELOS DE INCENDIO.	71
FIGURA 1-8. CURVA ESTÁNDAR FRENTE A LA CURVA DE UN INCENDIO NATURAL.	72
FIGURA 1-9. CURVA DE FUEGO ESTÁNDAR ISO834.	73
FIGURA 1-10. PURKIS [9].	77
FIGURA 1-11. ESQUEMA GENERAL.	79
FIGURA 2-1. BRAMIGK SYSTEM 194.	87
FIGURA 2-2. FICHA TÉCNICA DE PLACA ALVEOLAR DE 1967. EMPRESA HORVITEN.	89
FIGURA 2-3. ESQUEMA DEL ESTADO DEL ARTE.	91
FIGURA 2-4. TERRELL 1972.	92
FIGURA 2-5. BOND 1974.	93
FIGURA 2-6. PLAUT 1987.	93
FIGURA 2-7. PRAKASH 1988.	94
FIGURA 2-8. KARIHALOO 1989.	95
FIGURA 2-9. KANAGASUNDARAM 1991.	96
FIGURA 2-10. CHAKRABERTY 1992.	97
FIGURA 2-11. HANNAN 1993.	97
FIGURA 2-12. COHN Y DINOVTZER 1994.	98
FIGURA 2-13. BALLING Y YAO 1997.	99
FIGURA 2-14. FADEE 1999.	99
FIGURA 2-15. RIZZO 2000.	100
FIGURA 2-16. FERREIRA 2003.	101

Lista de figuras.

FIGURA 2-17. TORRANO 2003.....	101
FIGURA 2-18. BAYRAMOV 2004.....	102
FIGURA 2-19. RODRIGUES ET AL 2005.....	102
FIGURA 2-20. ZOU 2006.....	103
FIGURA 2-21. HONG 2007.....	103
FIGURA 2-22. ASCHHEIM 2007.....	104
FIGURA 2-23. DIAZ 2007.....	105
FIGURA 2-24. KWAK 2008.....	105
FIGURA 2-25. GEYER 2008.....	106
FIGURA 2-26. NARASHIMAN 2009.....	107
FIGURA 2-27. BIONDINI 2009.....	107
FIGURA 2-28. JONES 1985.....	109
FIGURA 2-29. LOUNIS Y COHN 1993.....	110
FIGURA 2-30. COHN Y LOUNIS 1994.....	111
FIGURA 2-31. AL-GAHTANI ET AL 1995.....	111
FIGURA 2-32. APARICIO ET AL 1996.....	112
FIGURA 2-33. KRAKOVSKI 1997.....	112
FIGURA 2-34. HERNÁNDEZ ET AL 2010.....	113
FIGURA 2-35. MALEKY ET AL 2010.....	113
FIGURA 2-36. CHAKRABARTY 1992.....	114
FIGURA 2-37. ADAMU 1994.....	115
FIGURA 2-38. KOCER Y ARORA 1996.....	115
FIGURA 2-39. KOUMOISIS 1996.....	116
FIGURA 2-40. COELLO ET AL 1997.....	116
FIGURA 2-41. KOUMOISIS 1998.....	117
FIGURA 2-42. LEITE Y TOPPING 1998.....	118
FIGURA 2-43. RAFIQ Y SOUTHCOMBE 1998.....	118
FIGURA 2-44. RAJEEV Y KRISHNAMOORTY 1998.....	119
FIGURA 2-45. JENKINS 1998.....	119
FIGURA 2-46. IMAM 1998.....	120

FIGURA 2-47. FADAE 1998.	120
FIGURA 2-48. PARK 1999.....	121
FIGURA 2-49. CERANIC ET AL 2001.	122
FIGURA 2-50. CHAU Y ALBERMAN 2003.....	122
FIGURA 2-51. LEPS Y SEJNOHA 2003.	123
FIGURA 2-52. LEE Y AHN 2003.....	123
FIGURA 2-53. CAMP ET AL 2003.	124
FIGURA 2-54. BARAKAT ET AL 2003.....	124
FIGURA 2-55. BARAKAT ET AL 2004.....	125
FIGURA 2-56. FAIRBAIRN 2004.....	125
FIGURA 2-57. KONG 2004.....	126
FIGURA 2-58. SAHAB ET AL 2004.....	126
FIGURA 2-59. MIYAMOTO ET AL 2004.	127
FIGURA 2-60. CARRERA 2004 Y 2005.	127
FIGURA 2-61. LIU 2005.....	128
FIGURA 2-62. SIRCA Y ADELI 2005.....	128
FIGURA 2-63. PEREA 2004, 2005, 2006 Y 2007.....	129
FIGURA 2-64. SRINIVAS Y RAMANJANEYULU 2007.....	130
FIGURA 2-65. PEREA ET AL 2008.	130
FIGURA 2-66. ALCALÁ ET AL 2005.	131
FIGURA 2-67. CARBONELL 2007, 2008 Y 2009.	132
FIGURA 2-68. SAHAB ET AL 2005.....	132
FIGURA 2-69. GOVINDARAJ Y RAMASAMY 2005.	133
FIGURA 2-70. RAFIQ ET AL 2006.....	133
FIGURA 2-71. MARTÍNEZ 2007, 2008.....	134
FIGURA 2-72. PAYÁ 2005, 2007 Y 2008.....	135
FIGURA 2-73. ATABAY 2009.....	136
FIGURA 2-74. BARAKAT Y ALTOUBAT 2009.....	136
FIGURA 2-75. CAMP 2013.....	137
FIGURA 2-76 JØRGENSEN 2013.....	137

Lista de figuras.

FIGURA 2-77. CHAITANYA 2013.....	138
FIGURA 2-78. KOSKISTO 1997.....	139
FIGURA 2-79. CATALLO 2004.....	139
FIGURA 2-80. SGAMBI 2004.....	140
FIGURA 2-81. AHMADKHANLOU 2005.....	141
FIGURA 2-82. CASTILHO 2005.....	141
FIGURA 2-83. HOSSAIN 2005.....	142
FIGURA 2-84. CASTILHO 2007.....	143
FIGURA 2-85. SAHAB 2008.....	143
FIGURA 2-86. NOORZAEI 2009.....	144
FIGURA 2-87. MARZOUK 2010.....	145
FIGURA 2-88. BEHROUZ 2011.....	145
FIGURA 2-89. AUGUSTO 2012.....	146
FIGURA 2-90. EL SEMELAWY 2012.....	146
FIGURA 2-91. GRÁFICO ACUMULADO DE PUBLICACIONES.....	147
FIGURA 2-92. ACUMULADO DE LOS MÉTODOS META-HEURÍSTICOS DE LA BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA.....	147
FIGURA 2-93. PORCENTAJE SOBRE EL TOTAL DE ARTÍCULO DE TIPO DE HEURÍSTICA Y NÚMERO DE VARIABLES DEL PROBLEMA.....	148
FIGURA 3-1 VARIABILIDAD DE FORMAS GEOMÉTRICAS [1].....	161
FIGURA 3-2 SECCIÓN TIPO DE PLACA ALVEOLAR.....	162
FIGURA 3-3. ESQUEMA DE PLANTA DE PREFABRICADOS. RESIMART , CHIVA (VALENCIA). 163	
FIGURA 3-4. BANCADA DE TESADO CON ANCLAJE DE TENDONES (IMAGEN CEDIDA POR HORVITEN VALENCIA, S.A.....	164
FIGURA 3-5 PLANTILLA DE ALINEACIÓN DE CABLES (IMAGEN CEDIDA POR HORVITEN VALENCIA, S.A).....	164
FIGURA 3-6. DIAGRAMA DE FLUJO DEL PROCESO INDUSTRIAL.....	165
FIGURA 3-7 EQUIPO DE VERTIDO (IMAGEN CEDIDA POR HORVITEN VALENCIA, S.A).. 166	
FIGURA 3-8 CUBILOTE DE TRANSPORTE DE HORMIGÓN (IMAGEN CEDIDA POR HORVITEN VALENCIA, S.A).....	166

FIGURA 3-9 PISTA DE FABRICACIÓN DE PLACAS ALVEOLARES (IMAGEN CEDIDA POR HORVITEN VALENCIA, S.A).	167
FIGURA 3-10. CURADO CON RECUBRIMIENTO CON LÁMINA PLÁSTICA	168
FIGURA 3-11 MÁQUINA CORTADORA (IMAGEN CEDIDA POR HORVITEN VALENCIA, S.A).....	168
FIGURA 3-12 EQUIPO PARA LA RETIRADA DE PISTA (IMAGEN CEDIDA POR HORVITEN VALENCIA, S.A).	169
FIGURA 3-13 WEILER GMBH, ALEMANIA.	170
FIGURA 3-14. ESQUEMA BÁSICO VIBRO-COMPRESIÓN.	170
FIGURA 3-15 MOLDES AFINADORES DE PLACA ALVEOLAR PARA MÁQUINA DE VIBRO-COMPRESIÓN (IMAGEN CEDIDA POR HERMO, S.L).....	171
FIGURA 3-16 WEILER GMBH, ALEMANIA	172
FIGURA 3-17 ESQUEMA DE VARIABLES ASOCIADAS A LA PLACA.	174
FIGURA 3-18 VARIABLES DEL ALVEOLO	175
FIGURA 3-19 SUPERELIPSES O CURVAS DE LAMÉ	176
FIGURA 3-20 VERSATILIDAD GEOMÉTRICA DEL MODELO DE ALVEOLO.....	179
FIGURA 3-21 VARIABLES GEOMÉTRICAS – JUNTA.	180
FIGURA 3-22 VARIABLES GEOMÉTRICAS – NERVIÓ.	182
FIGURA 3-23 PATRÓN DE ARMADO	183
FIGURA 3-24 UNE-EN 1168 [2] FIGURA 2	189
FIGURA 3-25 CONDICIONES JUNTA LATERAL UNE-EN 1168 [2] FIGURA B.1.....	190
FIGURA 3-26 ROTURAS POR TRANSMISIÓN A CORTANTE.....	191
FIGURA 3-27 FORMA MÍNIMA DE LA JUNTA LATERAL.	192
FIGURA 3-28. VARIABLES A ESTUDIO.	196
FIGURA 3-29 GRÁFICO CANTO 20 - B_w	199
FIGURA 3-30 GRÁFICO CANTO 20 – H_2	199
FIGURA 3-31 GRÁFICO CANTO 20 – H_1	200
FIGURA 3-32 GRÁFICO CANTO 20 – N	200
FIGURA 3-33 GRÁFICO CANTO 20 - B_{EFF}	201
FIGURA 3-34 GRÁFICO CANTO 20 – G_1	201
FIGURA 3-35 GRÁFICO CANTO 25 - B_w	204

Lista de figuras.

FIGURA 3-36 GRÁFICO CANTO 25 - H_2	204
FIGURA 3-37 GRÁFICO CANTO 25 - H_1	205
FIGURA 3-38 GRÁFICO CANTO 25 - N.....	205
FIGURA 3-39 GRÁFICO CANTO 25 - B_{EFF}	206
FIGURA 3-40 GRÁFICO CANTO 25 - G_1	206
FIGURA 3-41 GRÁFICO CANTO 30 - B_w	209
FIGURA 3-42 GRÁFICO CANTO 30 - H_2	209
FIGURA 3-43 GRÁFICO CANTO 30 - H_1	210
FIGURA 3-44 GRÁFICO CANTO 30 - N.....	210
FIGURA 3-45 GRÁFICO CANTO 30 - B_{EFF}	211
FIGURA 3-46 GRÁFICO CANTO 30 - G_1	211
FIGURA 3-47 GRÁFICO CANTO 40 - B_w	214
FIGURA 3-48 GRÁFICO CANTO 40 - H_2	214
FIGURA 3-49 GRÁFICO CANTO 40 - H_1	215
FIGURA 3-50 GRÁFICO CANTO 40 - N.....	215
FIGURA 3-51 GRÁFICO CANTO 40 - B_{EFF}	216
FIGURA 3-52 GRÁFICO CANTO 40 - G_1	216
FIGURA 3-53 GRÁFICO CANTO 50 - B_w	219
FIGURA 3-54 GRÁFICO CANTO 50 - H_2	219
FIGURA 3-55 GRÁFICO CANTO 50 - H_1	220
FIGURA 3-56 GRÁFICO CANTO 50 - N.....	220
FIGURA 3-57 GRÁFICO CANTO 50 - B_{EFF}	221
FIGURA 3-58 GRÁFICO CANTO 50 - G_1	221
FIGURA 3-59 CORRELACIÓN NERVIO & ALAS - CANTO.....	223
FIGURA 3-60 CORRELACIÓN ANCHO EFECTIVO - CANTO.....	224
FIGURA 3-61 CORRELACIÓN PESO - CANTO.....	224
FIGURA 3-62 CORRELACIÓN ÍNDICE DE ALIGERAMIENTO - CANTO.....	226
FIGURA 3-63. IMAGEN DE GEOMETRÍAS APILADAS DE PLACAS ALVEOLARES.....	227
FIGURA 3-64. PLACA DE 20 CM.	228
FIGURA 3-65. PLACA DE 25 CM.	229

FIGURA 3-66. PLACA DE 30 CM.....	230
FIGURA 3-67. PLACA DE 40 CM.....	231
FIGURA 3-68 PLACA DE 50 CM.....	232
FIGURA 4-1. ANÁLISIS TÉRMICO.....	236
FIGURA 4-2 DIAGRAMA DEL ANÁLISIS TÉRMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL CONTRA INCENDIOS.....	238
FIGURA 4-3. PERFILES DE ACERO.....	243
FIGURA 4-4. MURO Y LOSA.....	243
FIGURA 4-5. SECCIÓN EN T SOMETIDA A LA ACCIÓN DEL FUEGO POR SU PARTE INFERIOR DURANTE 90 MINUTOS.....	244
FIGURA 4-6. EVOLUCIÓN DE LA TEMPERATURA CON EL TIEMPO DE DISTINTOS PUNTOS DE LA SECCIÓN EN T.....	244
FIGURA 4-7. FLUJO DE CALOR EN UN DIFERENCIAL DE SECCIÓN.....	244
FIGURA 4-8. PERFILES DE TEMPERATURA PARA LOSAS (ALTURA H=200).....	247
FIGURA 4-9. EVOLUCIÓN DE LA TEMPERATURA CON PROFUNDIDAD. COMPARACIÓN EUROCÓDIGO 2 CON EL MÉTODO WICKSTRÖM.....	251
FIGURA 4-10. ZONA DE PLACA CON COMPORTAMIENTO DE LOSA FRENTE AL FUEGO.....	252
FIGURA 5-1. MÉTODO PARA DETERMINAR EL COEFICIENTE DE FLUENCIA $\varphi(\infty, t_0)$ PARA HORMIGÓN EN CONDICIONES AMBIENTALES NORMALES.....	264
FIGURA 5-2. RELACIÓN TENSIÓN-DEFORMACIÓN. EC2.....	269
FIGURA 5-3. DIAGRAMA DE CÁLCULO PARÁBOLA-RECTÁNGULO PARA HORMIGÓN EN COMPRESIÓN.....	270
FIGURA 5-4. DIAGRAMA RECTANGULAR DE LA TENSIÓN.....	270
FIGURA 5-5. EVOLUCIÓN DE LA RESISTENCIA MEDIA DEL HORMIGÓN A COMPRESIÓN CON EL TIEMPO.....	272
FIGURA 5-6. EVOLUCIÓN DE LA RESISTENCIA MEDIA DEL HORMIGÓN A TRACCIÓN CON EL TIEMPO.....	272
FIGURA 5-7. EVOLUCIÓN DEL MÓDULO DE DEFORMACIÓN LONGITUDINAL SECANTE CON EL TIEMPO.....	273

Lista de figuras.

FIGURA 5-8. DIAGRAMA TENSIÓN-DEFORMACIÓN PARA ACERO TÍPICO DE ARMADURA ACTIVA.	274
FIGURA 5-9. DIAGRAMAS TENSIÓN-DEFORMACIÓN IDEALIZADOS Y DE CÁLCULO PARA ACERO DE ARMADURAS ACTIVAS.EC2.	275
FIGURA 5-10 TRANSFERENCIA DEL PRETENSADO PROPUESTA POR LIN YANG [5]	279
FIGURA 5-11. TENSIÓN EN LAS ARMADURAS EN LA LONGITUD DE TRANSFERENCIA.....	280
FIGURA 5-12. LONGITUD DE TRANSFERENCIA EN FUNCIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN.	282
FIGURA 5-13. LONGITUD DE ANCLAJE EN FUNCIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN. ...	284
FIGURA 5-14. COEFICIENTE $K_p(\theta)$ DE DISMINUCIÓN DE LA RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DEL ACERO DE PRETENSAR A ALTAS TEMPERATURAS.	291
FIGURA 5-15. VALORES PARA LOS PARÁMETROS DE LA RELACIÓN TENSIÓN DEFORMACIÓN DEL ACERO CONFORMADO EN FRIO (CABLES Y TENDONES) A ALTAS TEMPERATURAS.....	292
FIGURA 5-16. COEFICIENTE $K_c(\theta)$ DE DISMINUCIÓN DE LA RESISTENCIA CARACTERÍSTICA A COMPRESIÓN (F_{ck}) DEL HORMIGÓN DE ÁRIDOS SILÍCEOS A ALTAS TEMPERATURAS. ...	293
FIGURA 5-17. VALORES PARA LOS PRINCIPALES PARÁMETROS DE LAS RELACIONES TENSIÓN- DEFORMACIÓN UNITARIA DEL HORMIGÓN A TEMPERATURAS ELEVADAS.	294
FIGURA 6-1. ESQUEMAS DE COACCIONES SOBRE FORJADOS (I).[2].....	299
FIGURA 6-2. ESQUEMAS DE COACCIONES SOBRE FORJADOS(II).[2]	300
FIGURA 6-3. EFECTO DEL SOPANDADO EN FASE DE EJECUCIÓN. EHE-08 [1].	300
FIGURA 6-4. RELACIÓN DEL MOMENTO FLECTOR DIVIDIDO POR LA CAPACIDAD MÁXIMA A FLEXIÓN Y EL TIEMPO DE EXPOSICIÓN AL FUEGO [7].	305
FIGURA 6-5. RELACIÓN DEL CORTANTE DIVIDIDO POR LA CAPACIDAD MÁXIMA A CORTANTE Y EL TIEMPO DE EXPOSICIÓN AL FUEGO [7].	306
FIGURA 6-6. CIRCUITO DE VÉRTICES DE LA PLACA.	307
FIGURA 6-7. GEOMETRÍA DEL ÁREA DE CÁLCULO.	307
FIGURA 6-8. DIAGRAMA DE TENSIONES Y DEFORMACIONES EN LA SECCIÓN.	308
FIGURA 6-9. EQUILIBRIO DE TENSIONES.	309
FIGURA 6-10. ESQUEMA DE EQUILIBRIO DE ESFUERZOS Y TENSIONES.	310
FIGURA 6-11. DIAGRAMA DE EQUILIBRIO EN LA SECCIÓN.	312

FIGURA 6-12. ESQUEMA DE COMPROBACIONES RELATIVAS A LAS SITUACIONES DE PROYECTO.	314
FIGURA 6-13. EQUILIBRIO DE TENSIONES.	321
FIGURA 6-14. FISURAS GENERADAS POR LA ROTURA DEL ANCLAJE.	323
FIGURA 6-15. ESTADO TENSIÓN EN EL NERVIO.	323
FIGURA 6-16. MOMENTOS SOBRE SOPANDAS Y EN VANOS.	329
FIGURA 6-17. ESQUEMA DE LOS ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO.	330
FIGURA 6-18. SECCIONES INTEGRADAS EN LA OBTENCIÓN DE LA INERCIA SEGÚN BRANSON.	332
FIGURA 6-19. CÁLCULO DE INERCIA FISURADA. EQUILIBRIO EN LA SECCIÓN.	333
FIGURA 6-20. EVOLUCIÓN DEL ESTADO TENSIONAL EN LA LOSA ALVEOLAR.	344
FIGURA 6-21. DOMINIOS DE CÁLCULO DE SECCIONES DE HORMIGÓN ARMADO.	345
FIGURA 6-22. ROTURA FRÁGIL Y ROTURA DÚCTIL.	346
FIGURA 6-23. DOMINIOS DE CÁLCULO.	346
FIGURA 6-24. LEYES DE TENSIONES EN LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL ELEMENTO PRETENSADO. FUENTE MIGUEL [10].	347
FIGURA 6-25. DIAGRAMA DE CÁLCULO SIMPLIFICADO.	348
FIGURA 6-26. DIAGRAMA DE EQUILIBRIO DE DEFORMACIONES EN LA SECCIÓN.	349
FIGURA 6-27. DIAGRAMA RECTANGULAR SECCIÓN COMPUESTA.	349
FIGURA 6-28. DIAGRAMA RECTANGULAR PARA SECCIÓN COMPUESTA SIMPLIFICADO.	349
FIGURA 6-29. DIAGRAMA DE TENSIONES EN LA SECCIÓN Y EQUILIBRIO DE ESFUERZOS.	350
FIGURA 6-30. CONJUNTO DE FUERZAS QUE COMPONEN LA RESISTENCIA A CORTANTE.	351
FIGURA 6-31. ESQUEMA DE COMPROBACIÓN DEL CORTANTE.	352
FIGURA 6-32. CORTANTE DE AGOTAMIENTO POR COMPRESIÓN OBLICUA DEL ALAMA.	353
FIGURA 6-33. PLACA ALVEOLAR SIN ARMADURA DE CORTANTE.	354
FIGURA 6-34. ROTURA POR CORTANTE EN EL APOYO.	356
FIGURA 6-35 SITUACIÓN DEL PUNTO CRÍTICO SEGÚN LA EHE.	357
FIGURA 6-36. SITUACIÓN DEL PUNTO CRÍTICO SEGÚN FELLINGER.	357
FIGURA 6-37. ESQUEMA CON EL CRITERIO DE SIGNOS Y NOMENCLATURA.	358
FIGURA 6-38. ANCHO DE COMPROBACIÓN PARA PIEZAS NO RECTANGULARES.	362

Lista de figuras.

FIGURA 6-39. MODO DE ROTURA DE LA JUNTA POR CORTANTE.	364
FIGURA 6-40. ESFUERZO CORTANTE EN LA JUNTA DE LOSA ALVEOLAR PRETENSADA.	365
FIGURA 6-41. ROTURA POR RASANTE.	365
FIGURA 6-42. ROTURA POR RASANTE DE UNA VIGUETA.	366
FIGURA 6-43. ROTURA POR RASANTE.	366
FIGURA 6-44. PERÍMETRO CRÍTICO DE CONTACTO EN EL CASO DE PLACA ALVEOLAR.	367
FIGURA 6-45. DISTRIBUCIÓN DE TEMPERATURAS EN EL ESPESOR DE SECCIONES PLANAS EXPUESTAS POR UNA CARA $H \geq 200$ MM.	372
FIGURA 6-46. DESLIZAMIENTOS PARA DIFERENTES TEMPERATURAS Y TIEMPOS.[13].	375
FIGURA 6-47. EJEMPLO DE FALLO A CORTANTE. SE APRECIA LA HUMEDAD EN LA LOSA. FELLINGER.	376
FIGURA 6-48 ESQUEMA DE LAS VARIABLES EN EL CÁLCULO DEL CORTANTE EN SITUACIÓN DE INCENDIO.	378
FIGURA 7-1. CLASIFICACIÓN DE LAS TÉCNICAS DE OPTIMIZACIÓN HEURÍSTICAS, SEGÚN YEPES[4].	389
FIGURA 7-2. BÚSQUEDA POR GRADIENTES. ÓPTIMOS LOCALES.	392
FIGURA 7-3. RELACIÓN TEMPERATURA-PROBABILIDAD DE ACEPTACIÓN.	395
FIGURA 7-4. SALTO DEL PROCEDIMIENTO EN MÍNIMOS LOCALES.	396
FIGURA 7-5. BÚSQUEDA POR ACEPTACIÓN POR UMBRALES.	401
FIGURA 7-6. DESCRIPCIÓN DEL FUNCIONAMIENTO DE LA COLONIA DE HORMIGAS.	404
FIGURA 7-7. GLOVER 1997.	405
FIGURA 7-8. GLOVER 1998.	406
FIGURA 7-9. RED NEURONAL ARTIFICIAL CON N NEURONAS DE ENTRADA, M EN SU CAPA OCULTA Y UNA DE SALIDA.	407
FIGURA 8-1. COSTE SOLUCIONES VÁLIDAS OBTENIDAS DEL PASEO ALEATORIO	418
FIGURA 8-2 MOMENTOS ÚLTIMOS OBTENIDOS DE LAS SOLUCIONES DEL PASEO ALEATORIO.	418
FIGURA 8-3. CORTANTES EN REGIÓN FISURADA OBTENIDOS DE LAS SOLUCIONES DEL PASEO ALEATORIO.	419
FIGURA 8-4. CORRELACIÓN COSTE MOMENTO ÚLTIMO.	419

FIGURA 8-5. CORRELACIÓN COSTE CORTANTE EN REGIÓN FISURADA.	420
FIGURA 8-6. CORRELACIÓN CORTANTE MOMENTO ÚLTIMO.	421
FIGURA 8-7. DIAGRAMA DE FLUJO DEL D.L.S.	430
FIGURA 8-8. COSTES. MOV N (1).	430
FIGURA 8-9. COSTES. MOV H (1).	431
FIGURA 8-10. COSTES MOV N Y H (1).	431
FIGURA 8-11. COSTES. MOV N (2).	432
FIGURA 8-12. COSTES. MOV H (2).	432
FIGURA 8-13. COSTES. MOV N Y H (2).	433
FIGURA 8-14. DIAGRAMA DE FLUJO DEL S.A.	434
FIGURA 8-15. EVOLUCIÓN EL COSTE.	435
FIGURA 9-1. PORCENTAJE DE PRODUCCIÓN DE LA PLACA ESTUDIADO DE 2009 A 2013.	458
FIGURA 9-2. RELACIÓN COSTES DE LA PLACA Y LUZ MÁXIMA CUBIERTA.	461
FIGURA 9-3. RELACIÓN COSTES DE LA PLACA Y MOMENTO REDUCIDO.	461
FIGURA 9-4. GEOMETRÍA DEL ALVEOLO GENÉRICO.	462
FIGURA 9-5. ALVEOLO CIRCULAR SESGADO.	463
FIGURA 9-6. TABLA DE RESULTADOS R0.	465
FIGURA 9-7. RELACIÓN COSTES MOMENTO REDUCIDO.	466
FIGURA 9-8. RELACIÓN COSTES/ LUZ CUBIERTA.	466
FIGURA 9-9. GEOMETRÍA P25*120-1_R0.	467
FIGURA 9-10. GEOMETRÍA P25*120-2_R0.	467
FIGURA 9-11. GEOMETRÍA P25*120-3_R0.	467
FIGURA 9-12. GEOMETRÍA P25*120-4_R0.	467
FIGURA 9-13. TABLA DE RESULTADOS R60.	468
FIGURA 9-14. RELACIÓN COSTES MOMENTO REDUCIDO.	469
FIGURA 9-15. RELACIÓN COSTES LUZ CUBIERTA.	469
FIGURA 9-16. GEOMETRÍA P25*120-1_R60.	470
FIGURA 9-17. GEOMETRÍA P25*120-2_R60.	470
FIGURA 9-18. GEOMETRÍA P25*120-3_R60.	470
FIGURA 9-19. GEOMETRÍA P25*120-4_R60.	470

Lista de figuras.

FIGURA 9-20. TABLA DE RESULTADOS R90.....	471
FIGURA 9-21. RELACIÓN COSTES MOMENTO REDUCIDO.	472
FIGURA 9-22. RELACIÓN COSTES / LUZ CUBIERTA.	472
FIGURA 9-23. GEOMETRÍA P25*120-1_R90.....	473
FIGURA 9-24. GEOMETRÍA P25*120-2_R90.....	473
FIGURA 9-25. GEOMETRÍA P25*120-3_R90.....	473
FIGURA 9-26. GEOMETRÍA P25*120-4_R90.....	473
FIGURA 9-27. TABLA DE RESULTADOS R120.....	474
FIGURA 9-28. RELACIÓN COSTES MOMENTO REDUCIDO.	475
FIGURA 9-29. RELACIÓN COSTES LUZ CUBIERTA.	475
FIGURA 9-30 GEOMETRÍA P25*120-1_R120.....	476
FIGURA 9-31. GEOMETRÍA P25*120-2_R120.	476
FIGURA 9-32. GEOMETRÍA P25*120-3_R120.	476
FIGURA 9-33. GEOMETRÍA P25*120-4_R120.	476
FIGURA 9-34. TABLA DE RESULTADOS P.25*120_R120.....	477
FIGURA 9-35. RELACIÓN COSTES MOMENTO REDUCIDO P.25*120_R120.....	478
FIGURA 9-36. RELACIÓN COSTES LUZ CUBIERTA P.25*120_R120.	478
FIGURA 9-37. GEOMETRÍA P25*120-5_R120.....	479
FIGURA 9-38. RELACIÓN COSTES MOMENTO REDUCIDO.	480
FIGURA 9-39. RELACIÓN COSTES LUZ MÁXIMA.	480
FIGURA 9-40. COEFICIENTE DE SOBREDIMENSIONADO DE LOS REQUERIMIENTOS MECÁNICOS. $\mu=0,012$. . P.25*120-1 (I).....	481
FIGURA 9-41. COEFICIENTE DE SOBREDIMENSIONADO DE LOS REQUERIMIENTOS MECÁNICOS. $\mu=0,012$. P.25*120-1 (II).....	482
FIGURA 9-42. GRADO DE CUMPLIMIENTO DE LOS REQUERIMIENTOS MECÁNICOS. $\mu=0,012$. P.25*120-3 (I).....	482
FIGURA 9-43. GRADO DE CUMPLIMIENTO DE LOS REQUERIMIENTOS MECÁNICOS. $\mu=0,012$. P.25*120-3 (II).....	483
FIGURA 9-44. GRADO DE CUMPLIMIENTO DE LOS REQUERIMIENTOS MECÁNICOS. $\mu=0,0249$. P.25*120-5 (I).....	483

FIGURA 9-45. GRADO DE CUMPLIMIENTO DE LOS REQUERIMIENTOS MECÁNICOS. $\mu=0,0249$. P.25*120-5 (II).	484
FIGURA 9-46. GRADO DE CUMPLIMIENTO DE LOS REQUERIMIENTOS MECÁNICOS. $\mu=0,0434$. P.25*120-9 (I).....	484
FIGURA 9-47. GRADO DE CUMPLIMIENTO DE LOS REQUERIMIENTOS MECÁNICOS. $\mu=0,0434$. P.25*120-9 (II).	485
FIGURA 9-48. GRÁFICA COSTE/MOMENTO REDUCIDO. MOLDE FIJO.	486
FIGURA 9-49. P25*120-1_R120_M_FIJO.	488
FIGURA 9-50. P25*120-2_R120_M_FIJO.	488
FIGURA 9-51. P25*120-3_R120_M_FIJO.	488
FIGURA 9-52. P25*120-4_R120_M_FIJO.	488
FIGURA 9-53. P25*120-5_R120_M_FIJO.	488
FIGURA 9-54. GRÁFICA COSTE/MOMENTO REDUCIDO. $F_{ck}=40 \text{ N/MM}^2$	489
FIGURA 9-55. GEOMETRÍA P25*120-1_R120_FCK40. $\mu=0,020$	491
FIGURA 9-56. GEOMETRÍA P25*120-2_R120_FCK40. $\mu=0,021$	491
FIGURA 9-57. GEOMETRÍA P25*120-3_R120_FCK40. $\mu=0,025$	491
FIGURA 9-58. GEOMETRÍA P25*120-4_R120_FCK40. $\mu=0,044$	491
FIGURA 9-59. GEOMETRÍA P25*120-5_R120_FCK40. $\mu=0,108$	491
FIGURA 9-60. COMPARATIVA DE LA VARIACIÓN EL COSTE DEL HORMIGÓN.	492
FIGURA 9-61. VARIACIÓN DEL ÁREA BRUTA DE HORMIGÓN.....	493
FIGURA 9-62. ÁREA INFERIOR DE ACERO DISPUESTA	493
FIGURA 9-63. P25*120-1_R120_(-10%).....	495
FIGURA 9-64. P25*120-2_R120_(-10%).....	495
FIGURA 9-65. P25*120-3_R120_(-10%).....	495
FIGURA 9-66. P25*120-4_R120_(-10%).....	495
FIGURA 9-67. P25*120-5_R120_(-10%).....	495
FIGURA 9-68. P25*120-1_R120_(+10%).....	496
FIGURA 9-69. P25*120-2_R120_(+10%).....	496
FIGURA 9-70. P25*120-3_R120_(+10%).....	496

Lista de figuras.

FIGURA 9-71. P25*120-4_R120_(+10%).....	496
FIGURA 9-72. P25*120-5_R120_(+10%).....	496
FIGURA 9-73. RELACIÓN COSTE/MOMENTO REDUCIDO PLACA CON CAPA DE COMPRESIÓN.	497
FIGURA 9-74. P25*120-1_R120_CCOMP.	499
FIGURA 9-75. P25*120-2_R120_CCOMP.	499
FIGURA 9-76. P25*120-3_R120_CCOMP.	499
FIGURA 9-77. P25*120-4_R120_CCOMP.	499
FIGURA 9-78. P25*120-5_R120_CCOMP.	499
FIGURA 9-79. TABLA DE RESULTADOS GEOMETRÍA 6 ALVEOLOS R120.	500
FIGURA 9-80. GRÁFICA COSTE/MOMENTO REDUCIDO MOLDE 6 ALVEOLOS.	501
FIGURA 9-81. PLACA ÓPTIMA 6 ALVEOLOS $\mu=0,012$. P25*120-1_R120_6ALV.	503
FIGURA 9-82. PLACA ÓPTIMA 6 ALVEOLOS $\mu=0,014$. P25*120-2_R120_6ALV.	503
FIGURA 9-83. PLACA ÓPTIMA 6 ALVEOLOS $\mu=0,025$. P25*120-3_R120_6ALV.	503
FIGURA 9-84. PLACA ÓPTIMA 6 ALVEOLOS $\mu=0,044$. P25*120-4_R120_6ALV.	503
FIGURA 9-85. PLACA ÓPTIMA 6 ALVEOLOS CON μ TOPE. $\mu=0,098$. P25*120-5_R120_6ALV.	503
FIGURA 9-86. GRÁFICA COSTE/MOMENTO REDUCIDO MOLDE 6 ALVEOLOS CIRCULAR SESGADA.	504
FIGURA 9-87. PLACA GEOMETRÍA CIRCULAR SESGADA 6 ALVEOLOS $\mu=0,018$. P25*120- 1_R120_6CIR.....	506
FIGURA 9-88. PLACA GEOMETRÍA CIRCULAR SESGADA 6 ALVEOLOS $\mu=0,022$. P25*120- 2_R120_6CIR.....	506
FIGURA 9-89. PLACA GEOMETRÍA CIRCULAR SESGADA 6 ALVEOLOS $\mu=0,025$. P25*120- 3_R120_6CIR.....	506
FIGURA 9-90. PLACA GEOMETRÍA CIRCULAR SESGADA 6 ALVEOLOS $\mu=0,044$. P25*120- 4_R120_6CIR.....	506
FIGURA 9-91. PLACA GEOMETRÍA CIRCULAR SESGADA 6 ALVEOLOS $\mu=0,104$. P25*120- 5_R120_6CIR.....	506
FIGURA 9-92. GRÁFICA COSTE/MOMENTO REDUCIDO MOLDE 6 ALVEOLOS CIRCULAR SESGADA (II).....	507

FIGURA 9-93. PLACA CIRCULAR SESGADA 6 ALVEOLOS $\mu=0,019$. P25*120-2_R120_6CIR_1168.	509
FIGURA 9-94. PLACA CIRCULAR SESGADA 6 ALVEOLOS $\mu=0,032$. P25*120-2_R120_6CIR_1168.	509
FIGURA 9-95. PLACA CIRCULAR SESGADA 6 ALVEOLOS $\mu=0,035$. P25*120-2_R120_6CIR_1168.	509
FIGURA 9-96. PLACA CIRCULAR SESGADA 6 ALVEOLOS $\mu=0,045$. P25*120-2_R120_6CIR_1168.	509
FIGURA 9-97. PLACA CIRCULAR SESGADA 6 ALVEOLOS $\mu=0,120$. P25*120-2_R120_6CIR_1168.	509

Lista de tablas.

TABLA 3-1 VARIABLES GEOMÉTRICAS – PLACA	174
TABLA 3-2 VARIABLES GEOMÉTRICAS – ALVEOLO I.	177
TABLA 3-3. VARIABLES GEOMÉTRICAS – ALVEOLO II	178
TABLA 3-4 VARIABLES GEOMÉTRICAS – JUNTA.....	181
TABLA 3-5 VARIABLES GEOMÉTRICAS – NERVIO	182
TABLA 3-6 VARIABLES GEOMÉTRICAS – PATRÓN DE ARMADO	184
TABLA 3-7. DIÁMETROS DISPONIBLES PARA EL TIPO DE ACERO Y1860.	185
TABLA 3-8 LIGADURAS GEOMÉTRICAS PRINCIPALES	185
TABLA 3-9 LIGADURAS ESPECÍFICAS – ALVEOLO CIRCULAR	186
TABLA 3-10 LIGADURAS ESPECÍFICAS – ALVEOLO CIRCULAR-SESGADO.	187
TABLA 3-11 LIGADURAS ESPECÍFICAS – ALVEOLO TIPO “PILL”	187
TABLA 3-12 RESUMEN RESTRICCIONES ASOCIADAS A LAS VARIABLES DE JUNTA.	193
TABLA 3-13 FABRICANTES CANTO 20 CM (I).	197
TABLA 3-14. FABRICANTES CANTO 20 CM (II).	198
TABLA 3-15 ANÁLISIS VARIABLES. CANTO 20 CM.	202
TABLA 3-16 FABRICANTES CANTO 25 CM	203
TABLA 3-17 ANÁLISIS VARIABLES. CANTO 25 CM.	207
TABLA 3-18 FABRICANTES CANTO 30 CM.	208
TABLA 3-19 ANÁLISIS VBLES. CANTO 30 CM.....	212
TABLA 3-20 FABRICANTES CANTO 40 CM	213
TABLA 3-21 ANÁLISIS VBLES. CANTO 40 CM.....	217
TABLA 3-22 FABRICANTES CANTO 50 CM	218
TABLA 3-23 ANÁLISIS VBLES. CANTO 50 CM.....	222
TABLA 4-1. COMPLEJIDAD DE LOS MODELOS DE FUEGO. [1].	239
TABLA 5-1. PROPIEDADES DE RESISTENCIA Y DEFORMACIÓN DEL HORMIGÓN.	257
TABLA 5-2. VALORES PARA K_{ft} EN LA ECUACIÓN.	267
TABLA 5-3 VARIABLES MODELO MECÁNICO - MATERIALES HORMIGÓN.(I).	285
TABLA 5-4. VARIABLES MODELO MECÁNICO - MATERIALES HORMIGÓN.(II).	286

Lista de tablas.

TABLA 5-5. VARIABLES MODELO MECÁNICO - MATERIALES HORMIGÓN.(III).	287
TABLA 5-6 VARIABLES MODELO MECÁNICO - MATERIALES ACERO ARMADURAS ACTIVAS.	287
TABLA 5-7 VARIABLES MODELO MECÁNICO - CONDICIONES DE CARGA Y APOYO.	288
TABLA 5-8. RESTRICCIONES DE LOS MATERIALES	288
TABLA 6-1. NORMAS DE PLACAS ALVEOLARES. DISPOSICIÓN CRONOLÓGICA.	304
TABLA 6-2. VALORES DE LA RELAJACIÓN DEL ACERO EN FUNCIÓN DE LA TENSIÓN INICIAL.	317
TABLA 6-3. EVOLUCIÓN DE LA RELAJACIÓN CON EL TIEMPO ≤ 1000 H.	317
TABLA 6-4. RESTRICCIONES DEL ESTADO LÍMITE DE TRANSFERENCIA.	322
TABLA 6-5. RESTRICCIÓN ESTADO LÍMITE DE SPALLING.	324
TABLA 6-6. RESTRICCIÓN DE CUANTÍA MECÁNICA MÍNIMA.	325
TABLA 6-7. RESTRICCIONES DE COMPROBACIONES DEL HORMIGONADO EN OBRA MOMENTO EN SOPANDA.	328
TABLA 6-8. RESTRICCIONES DE COMPROBACIONES DEL HORMIGONADO EN OBRA MOMENTO EN VANO.	330
TABLA 6-9. RESTRICCIONES DE RIGIDEZ.	335
TABLA 6-10. ABERTURA DE FISURA EN FUNCIÓN DEL AMBIENTE.	338
TABLA 6-11. RESTRICCIONES DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.	341
TABLA 6-12. TABLA RELACIONAL DE LOS MOMENTOS DE SERVICIO CON LAS COMBINACIONES CARACTERÍSTICAS Y EL AMBIENTE.	342
TABLA 6-13. RESTRICCIÓN DE ESTADO LÍMITE ÚLTIMO RESISTENCIA.	350
TABLA 6-14. RESTRICCIÓN DE ESTADO LÍMITE ÚLTIMO RESISTENCIA A CORTANTE REGIÓN NO FISURADA.	360
TABLA 6-15. RESTRICCIÓN DE ESTADO LÍMITE ÚLTIMO RESISTENCIA A CORTANTE EN REGIÓN FISURADA.	363
TABLA 6-16. DIMENSIÓN MÍNIMA DE VIGAS Y SOPORTES.	371
TABLA 6-17. REDUCCIÓN RELATIVA DE LA RESISTENCIA DEL ACERO CON LA TEMPERATURA.	371
TABLA 6-18. RESTRICCIÓN DE MOMENTO EN SITUACIÓN ACCIDENTAL DE INCENDIO.	377

TABLA 6-19. RESTRICCIÓN DE CORTANTE EN SITUACIÓN ACCIDENTAL DE INCENDIO.	381
TABLA 7-1 EQUIVALENCIA DEL SÍMIL TERMODINÁMICO ENTRE EL PROBLEMA DE OPTIMIZACIÓN Y LA BÚSQUEDA DEL ESTADO FUNDAMENTAL DE LA MATERIA.	394
TABLA 8-1 VARIABLES DEL PROBLEMA.	414
TABLA 8-2 LIGADURAS DEL PROBLEMA.	414
TABLA 8-3 RESTRICCIONES MECÁNICAS.	415
TABLA 8-4. TABLA COSTES DEL HORMIGÓN.	424
TABLA 8-5. TABLA COSTES DEL ACERO PRETENSADO (I).	424
TABLA 8-6. TABLA COSTES DEL ACERO PRETENSADO (II).	425
TABLA 8-7. TAMAÑO DEL PROBLEMA.	426
TABLA 8-8 VARIABLES GEOMÉTRICAS – PLACA.	436
TABLA 8-9 VARIABLES GEOMÉTRICAS – ALVEOLO I.	437
TABLA 8-10. VARIABLES GEOMÉTRICAS – ALVEOLO II.	438
TABLA 8-11 VARIABLES GEOMÉTRICAS – JUNTA.	439
TABLA 8-12 VARIABLES GEOMÉTRICAS – NERVIO.	439
TABLA 8-13 VARIABLES GEOMÉTRICAS – PATRÓN DE ARMADO.	440
TABLA 8-14 VARIABLES MODELO MECÁNICO - MATERIALES HORMIGÓN.(I).	441
TABLA 8-15. VARIABLES MODELO MECÁNICO - MATERIALES HORMIGÓN.(II).	442
TABLA 8-16. VARIABLES MODELO MECÁNICO - MATERIALES HORMIGÓN.(III).	443
TABLA 8-17 VARIABLES MODELO MECÁNICO - MATERIALES ACERO ARMADURAS ACTIVAS.	443
TABLA 8-18 VARIABLES MODELO MECÁNICO - CONDICIONES DE CARGA Y APOYO.	444
TABLA 8-19 LIGADURAS GEOMÉTRICAS PRINCIPALES.	445
TABLA 8-20 LIGADURAS ESPECÍFICAS – ALVEOLO CIRCULAR.	446
TABLA 8-21 LIGADURAS ESPECÍFICAS – ALVEOLO CIRCULAR-SESGADO.	446
TABLA 8-22 LIGADURAS ESPECÍFICAS – ALVEOLO TIPO “PILL”.	447
TABLA 8-23 RESUMEN RESTRICCIONES ASOCIADAS A LAS VARIABLES DE JUNTA.	448
TABLA 8-24 RESUMEN RESTRICCIONES ASOCIADAS A LAS VARIABLES NERVIO.	449
TABLA 8-25 RESUMEN RESTRICCIONES ASOCIADAS A LAS VARIABLES ARMADO.	449
TABLA 8-26. RESTRICCIONES DE LOS MATERIALES.	451

Lista de tablas.

TABLA 8-27. RESTRICCIONES DEL ESTADO LÍMITE DE TRANSFERENCIA.....	451
TABLA 8-28. RESTRICCIÓN ESTADO LÍMITE DE SPALLING.	451
TABLA 8-29. RESTRICCIÓN DE CUANTÍA MECÁNICA MÍNIMA.....	452
TABLA 8-30. RESTRICCIONES DE COMPROBACIONES DEL HORMIGONADO EN OBRA MOMENTO EN SOPANDA.	452
TABLA 8-31. RESTRICCIONES DE COMPROBACIONES DEL HORMIGONADO EN OBRA MOMENTO EN VANO.	452
TABLA 8-32. RESTRICCIONES DE RIGIDEZ.	452
TABLA 8-33. RESTRICCIONES DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.....	453
TABLA 8-34. RESTRICCIÓN DE ESTADO LÍMITE ÚLTIMO RESISTENCIA.....	453
TABLA 8-35. RESTRICCIÓN DE ESTADO LÍMITE ÚLTIMO RESISTENCIA A CORTANTE REGIÓN NO FISURADA.	453
TABLA 8-36. RESTRICCIÓN DE ESTADO LÍMITE ÚLTIMO RESISTENCIA A CORTANTE EN REGIÓN FISURADA.	453
TABLA 8-37. RESTRICCIÓN DE MOMENTO EN SITUACIÓN ACCIDENTAL DE INCENDIO.	454
TABLA 8-38. RESTRICCIÓN DE CORTANTE EN SITUACIÓN ACCIDENTAL DE INCENDIO.....	454
TABLA 9-1 RESTRICCIONES MECÁNICAS	459
TABLA 9-2. REDUCCIÓN DE COSTES MOLDE FIJO.	479
TABLA 9-3. REDUCCIÓN DE COSTES MOLDE FIJO.	487
TABLA 9-4. REDUCCIÓN DE COSTES $F_{ck}=40 \text{ N/MM}^2$	490
TABLA 9-5. REDUCCIÓN DE COSTES CON VARIACIÓN DEL PRECIO DEL HORMIGÓN EN $\pm 10\%$	494
TABLA 9-6. REDUCCIÓN DE COSTES PLACA CON CAPA DE COMPRESIÓN DE 5CM DE HA-25. 498	
TABLA 9-7. REDUCCIÓN DE COSTES PLACA 6 ALVEOLOS.	502
TABLA 9-8. REDUCCIÓN DE COSTES PLACA 6 ALVEOLOS GEOMETRÍA CIRCULAR SESGADA. 505	
TABLA 9-9. REDUCCIÓN DE COSTES PLACA 6 ALVEOLOS GEOMETRÍA CIRCULAR SESGADA. 508	
TABLA 9-10 VALORES DE REDUCCIONES DEL PRECIO DE LAS PLACAS.....	510

Notación.

α	coeficiente de dilatación térmica de la armadura activa ($1,25 \cdot 10^{-5}$ m/m°C).
α	exponente que depende del tipo de cemento
$\alpha_{1/2/3}$	son coeficientes que consideran la influencia de la resistencia del hormigón
α_{cc}	es el coeficiente que tiene en cuenta los efectos a largo plazo en la resistencia a compresión y los efectos desfavorables que resultan de la manera en que se aplica la carga.
α_{ds1}	coeficiente que depende del tipo de cemento
α_{ds2}	es un coeficiente que depende del tipo de cemento
α_k	$\alpha_k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ donde d está en mm
α_l	coeficiente igual a $x / (1,2 \cdot \ell_{bpt}) \not\geq 1$ siendo:
α_l	coeficiente igual a $x / (1,2 \cdot \ell_{bpt}) \not\geq 1$ siendo:
$\beta = 0,4$	en superficies intencionadamente rugosas, con rugosidad alta. (Caso de las placas alveolares)
β	0,9 factor de reducción referido a la longitud de transmisión
$\beta_{cc}(t)$	coeficiente que depende de la edad del hormigón t
β_H	es un coeficiente que depende de la humedad relativa (RH , en %) y del espesor teórico del elemento (h_0 , en mm):
$\beta(f_{cm})$	es un coeficiente que considera el efecto de la resistencia del hormigón en el coeficiente básico de fluencia:
$\beta_c(t, t_0)$	es un coeficiente que describe el desarrollo de la fluencia con el tiempo después de aplicar la carga, y se puede estimar usando la ecuación siguiente:
$\beta(t_0)$	es un coeficiente que considera el efecto de la edad del hormigón al aplicar la primera carga en el coeficiente básico de fluencia:

χ	coeficiente de envejecimiento. Para evaluaciones a tiempo infinito, de forma simplificada, $\chi=0,80$. ($\chi = \sqrt{t_0} / (1 + \sqrt{t_0})$)
$\Delta P_{dif}(t)$	son las pérdidas diferidas. (EHE. 10.4)
$\Delta P_{dif}(t, t_0)$	son las pérdidas diferidas.(EHE. 20.2.2.2)
ΔP_i	son las pérdidas instantáneas
$\Delta P_i(t)$	son las pérdidas instantáneas hasta $t < t_0$,
$\Delta P_i(t_0)$	son las pérdidas instantáneas
$\Delta \sigma_{pr}$	pérdida por relajación a longitud constante. Puede evaluarse utilizando la siguiente expresión: $\Delta \sigma_{pr} = \rho_f \cdot P_{ki}(t_0) / A_p$ siendo ρ_f el valor de la relajación a tiempo infinito, A_p el área total de las armaduras activas y P_{ki} es el valor característico de la fuerza inicial de pretensado.
Δt_i	es el número de días en que predomina la temperatura T
Δt_i	número de días con una temperatura T aproximadamente constante.
Δt_i	número de días con una temperatura T aproximadamente constante.
δ	deslizamiento de las cuñas (2,5÷3,5 mm).
ε_0	incremento de deformación debido a la flexión
ε_{c2}	es la deformación unitaria bajo carga máxima
ε_{ca}	es la deformación unitaria autógena de retracción.
ε_{creep}	es la deformación por fluencia
ε_{cs}	es deformación unitaria total de retracción
ε_{load}	es la deformación instantánea debida a las cargas
ε_{th}	es la deformación térmica
ε_{tr}	es la deformación transitoria (Transient strain).
ε_{p0}	es la deformación de la armadura activa adherente en la misma situación anterior.

ϕ	es el diámetro de la armadura activa, en <i>mm</i> .
ϕ	es el diámetro de la armadura activa, en <i>mm</i> .
γ_c	Es el coeficiente parcial de seguridad para hormigón
η_{p2}, η_1	según se define en el apartado 8.10.2.3 de la Norma EN 1992-1-1:2004: es un coeficiente que tiene en cuenta el tipo de armadura activa y la condición de adherencia en el anclaje:
φ	0,8 factor de reducción
$\varphi(\infty, t_0)$	es el coeficiente de fluencia final
$\varphi(t, t_0)$	coeficiente de fluencia para una edad de puesta en carga igual a la edad del hormigón en el momento del tesado t_0 (transferencia).
$\varphi_{nl}(\infty, t_0)$	coeficiente de fluencia no lineal, el cual reemplaza a $\varphi(\infty, t_0)$
ρ_c	es la densidad del hormigón a elevadas temperaturas [kg/m^3];
ρ_ℓ	la cuantía de armadura longitudinal traccionada, pasiva y activa adherente, anclada a una distancia igual o mayor que d a partir de la sección en estudio; $\rho_\ell = \frac{A_s + A_p}{b_o \cdot d} \geq 0,02$
σ	constante de Stefan-Boltzman
σ'_{cd}	tensión media de la sección de hormigón $\sigma'_{cd} = N_d / A_c < 0,3 \cdot f_{cd} \neq 12 \text{ MPa}$
σ_{cp}	tensión producida por el pretensado en la fibra inferior del elemento prefabricado.
σ_{cp}	tensión en el hormigón en la fibra correspondiente al c.d.g de las armaduras activas debida a la acción del pretensado, el peso propio y la carga muerta (cargas permanentes). Se calcula como la suma de las tensiones producida por las diferentes acciones teniendo en cuenta que la sección es diferente en cada etapa y la variación de la tensión de pretensado.
σ_{cp}	es la tensión previa en la fibra inferior debida al pretensado.
$\sigma_{cp}(y)$	es la tensión de compresión del hormigón a la altura y , a la distancia l_x
$\sigma_{cp, 20^\circ\text{C}}$	es la tensión media del hormigón debida a la fuerza de pretensado a una temperatura normal

Notación

σ_p	es la tensión de pretensado, después de las pérdidas, en N/mm^2 ,
σ_p	es la tensión de pretensado, después de las pérdidas, en N/mm^2 ,
σ_{p0}	es la tensión de tesado
σ_{s0}	tensión en la armadura pasiva principal de tracción debida al momento máximo M_v que ha solicitado la vigueta antes de la solidarización.
Σh_f	la suma de los menores espesores del ala superior y del ala inferior de la losa prefabricada.
ε_{sr}	deformación remanente de tesado
$\tau_{cp}(y)$	es la tensión de cortante en el hormigón debida a la transmisión del pretensado a la altura y , a la distancia l_x
x	es la longitud de anclaje del tendón para la sección considerada.
ξ	$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} < 2,0$ con d en mm
b_0	ancho del alma; (o de las almas).
$b_{c(i)}$	anchura del número de núcleo "i" al nivel considerado
$b_{c(i)}$	anchura del número de núcleo "i" al nivel considerado
b_w	la variable b_w representa el ancho de los nervios intermedios, es una variable discreta con una paso de $\Delta b_w = 1 mm$
b_w	ancho del nervio
b_w	ancho del alma; (o de las almas).
b_w	es el espesor total del alma
$b_{w(i)}$	anchura del número de alma "i" al nivel considerado
$b_{w(i)}$	anchura del número de alma "i" al nivel considerado
$b_w(y)$	ancho del alma a la altura y
b_{w0}	la variable b_{w0} define la anchura de los nervios extremos de la placa.
$C_{\theta,1}$	es un coeficiente que tiene en cuenta la tensión del hormigón bajo condiciones de fuego:

$C_{\theta,2}$	es un coeficiente que tiene en cuenta la armadura de anclaje longitudinal:
c_1	es una variable discreta que representa el semieje de las curvas de Lamé de la zona inferior del alveolo. Tiene una paso de $\Delta c_2 = 1 \text{ mm}$.
c_2	se trata de parte de uno de los semiejes de las superelipses superiores. Es una variable discreta con una paso de $\Delta c_2 = 1 \text{ mm}$.
c_c	es el calor específico del hormigón [J/kg L];
$\cot g\theta$	$0,5 \leq \cot g\theta \leq 2,0 \quad 63^\circ \leq \theta \leq 26^\circ$.
$C_{Pt}(y)$	es un factor que tiene en cuenta la posición de la capa de tendones considerada $C_{Pt} = -1 \text{ cuando } y \leq Y_{Pt}$ $C_{Pt} = 1 \text{ cuando } y > Y_{Pt}$
d	permite un acabado recto para la zona inferior del alveolo. Se trata de una variable que discreta con un paso de $\Delta d = 2 \text{ mm}$
d	canto útil de la sección referido a la armadura longitudinal de flexión siempre que ésta sea capaz de resistir el incremento de tracción producido por la interacción cortante-flexión
d	es el canto efectivo a temperatura ambiente
d'	recubrimiento mecánico de la armadura
d_2	permite el desplazamiento sobre el eje de simetría vertical del centro de las superelipses que conforman la curvatura superior. Con ellos se pueden llegar a conseguir curvaturas secantes respecto a los bordes verticales rectos de los nervios. Tiene un paso de $\Delta d_2 = 1 \text{ mm}$
e	distancia del c.d.g de las armaduras activas al c.d.g de la sección.
e	es la excentricidad del tendón equivalente, en valor absoluto, respecto del c.d.g. de la sección de la pieza.
e_0	excentricidad del pretensado

Notación

e_1	índice de las superelipses inferiores. Es una variable discreta con valores comprendidos entre 0,5 – 2 y un paso de 0,1.
e_2	índice de las superelipses superiores. Es una variable discreta con valores comprendidos entre 2 – 4 y un paso de 0,1.
E_{cm}	es el módulo de deformación longitudinal del hormigón $8.500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm,j}} \text{ N/mm}^2$.
E_p	módulo de deformación longitudinal de la armadura activa.
f_{1cd}	la resistencia del hormigón a compresión $f_{1cd} = 0,60 \cdot f_{cd}$
$f_{bpd,fi}$	es la resistencia de adherencia para el anclaje de los tendones en el elemento a temperatura elevada:
$f_{bpd,pr,fi}$	es la tensión de adherencia para el anclaje de los tendones en el hormigón vertido in situ (en caso de cordones salientes) a la temperatura elevada:
$f_{bt,d}$	la resistencia de cálculo a tracción del hormigón de la losa prefabricada
$f_{c,fi,m}$	es la resistencia media del hormigón a una temperatura $f_{c,fi,m}$ que puede tomarse igual a la resistencia del hormigón a la temperatura en la mitad de la altura del alma
f_{ck}	resistencia de cálculo a compresión del hormigón más débil de la junta.
f_{ck}	es la resistencia característica de una probeta cilíndrica de hormigón a 28 días
f_{cm}	es la resistencia a compresión media (MPa)
f_{cm}	resistencia media del hormigón a compresión a una edad de 28 días según Tabla 5-1
f_{cm}	resistencia media a compresión del hormigón a la edad de 28 días, en MPa
$f_{cm}(t)$	resistencia media del hormigón a compresión a una edad de t días
f_{cmo}	10 MPa
$f_{ct,d}$	la resistencia de cálculo a tracción del hormigón;

$f_{ct,d}$	la resistencia de cálculo a tracción del hormigón;
$f_{ct,d}$	la resistencia de cálculo a tracción del hormigón vertido en obra;
$f_{ct,d}$	resistencia de cálculo a tracción del hormigón más débil de la junta. $f_{ct,d} = \frac{f_{ct,k}}{\gamma_c}$ $f_{ct,k} = 0,7 \cdot f_{ct,m} = 0,7 \cdot (0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}) = 0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$
$f_{ctk0,05}$	valor característico, correspondiente al cuantil del 0,05 de la resistencia a tracción del hormigón
f_{cm}	la resistencia media a tracción del hormigón
f_{ctm}	resistencia media a tracción directa.
f_{cv}	resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm^2 de valor $f_{cv} = f_{ck}$ con f_{cv} no mayor que $15 N/mm^2$ en el caso de control indirecto de la resistencia del hormigón, siendo f_{ck} la resistencia a compresión del hormigón, que a efecto de este apartado
$f_{p,max,k}$	es la fuerza unitaria máxima característica
f_{pk}	$(0,85 \cdot f_{p,max} \leq f_{pk} \leq 0,95 \cdot f_{p,max})$ es el límite elástico característico del acero,
$F_{R,a,fi}$	es la capacidad de fuerza del pretensado y de la armadura de conexión anclada en la sección transversal considerada:
$F_{R,a,fi,p}$	es la capacidad de fuerza del acero pretensado anclado en la sección considerada:
$F_{R,a,fi,s}$	es la capacidad de fuerza de la armadura de conexión anclada en la sección considerada:

h	la variable h representa el canto de la placa alveolar pretensada. Es una variable discreta que puede tomar el valor de cualquier subconjunto de magnitudes de entre las siguientes (16-20-25-30-35-40-45-50). El subconjunto de magnitudes que defina la variabilidad de h se definirá en cada plan experimental.
h	es el canto total del elemento, en mm
h	canto
h	la altura neta de la junta;
h	coeficiente de convección (W/m ² K)
h_0	la variable h_0 representa el canto de la losa o capa de compresión. Junto con h , estas dos variables definen de forma global el forjado de placa alveolar pretensada. Es una variable discreta que puede tomar el valor de cualquier subconjunto de magnitudes de entre las siguientes (0-5-8-15-20). El subconjunto de magnitudes que defina la variabilidad de h_0 se definirá en cada plan experimental.
h_0	es el espesor medio $= 2 \cdot A_c / u$, donde A_c es el área de la sección transversal del hormigón y u es el perímetro de la parte que está expuesta al secado
h_0	es el espesor medio (mm) de la sección transversal
h_0	es el espesor medio del elemento, en mm , donde:
h_1	la variable h_1 representa el espesor del ala inferior. Es una variable discreta con un paso de $\Delta h_1 = 1 \text{ mm}$.
h_2	la variable h_2 representa el espesor del ala superior. Es una variable discreta con un paso de $\Delta h_2 = 1 \text{ mm}$
h_f	canto del forjado
h_t	el espesor del hormigón de la losa superior hormigonada en obra.
h_v	canto de la vigueta
h_w	representa la altura del nervio del alveolo en su parte con borde recto. Es una variable discreta con un paso de $\Delta h_w = 1 \text{ mm}$.

h_w	es la altura de la apertura [m];
I	el momento de inercia de la sección transversal;
I	el momento de inercia de la sección transversal;
I	el momento de inercia de la sección transversal
I_b	inercia de la sección bruta
I_{eq}	es la inercia de la pieza prismática equivalente, en la que se incluye el efecto de la fisuración, y se obtiene a partir la combinación ponderada de las inercias equivalentes I_{es} de determinadas secciones de diferentes zonas de significativas de la pieza.
I_f	inercia de la sección fisurada en flexión simple, que se obtiene despreciando la zona de hormigón en tracción y homogeneizando las áreas de las armaduras activas adherentes y pasivas multiplicadas por el coeficiente de equivalencia (E_s/E_c).
K	coeficiente experimental, a determinar en fábrica y que, en ausencia de ensayos, puede tomarse $K = 0,5$.
k	semi altura del núcleo central W_b/A
K	conductividad térmica (W/mK)
k_c	es la conductividad térmica del hormigón a temperaturas elevadas cuya reducción se asume linealmente entre aproximadamente 1.25 W/m K hasta 0.5 W/m K entre los 100 °C y los 1200 °C [W/m K];
$k_{c,t}(\theta_{p,m})$	es el factor de reducción medio de la resistencia para la resistencia a tracción del hormigón a lo largo del anclaje con una temperatura media $\theta_{p,m}$ de acuerdo al apartado 3.2.2.2 de la Norma EN 1992-1-2:2004
$k_{c,t,insitu}(\theta_{p,pr,m})$	es el factor de reducción de la resistencia para la resistencia a tracción del hormigón vertido in situ en la longitud de anclaje considerada, de acuerdo al apartado 3.2.2.2 de la Norma EN 1992-1-2:2004;
k_h	es un coeficiente que depende del espesor medio h_0 conforme a la tabla (Tabla 5-2).

Notación

$k_p(\theta_p)$	es el factor de reducción de la resistencia para el acero pretensado a una temperatura θ_p , de acuerdo al apartado 4.2.4.3 de la Norma EN 1992-1-2:2004
$k_s(\theta_s)$	es el factor de reducción de la resistencia para la armadura ordinaria a una temperatura θ_s de acuerdo al apartado 4.2.4.3 de la Norma EN 1992-1-2:2004
k_σ	es el cociente entre la tensión y la resistencia $\sigma_c/f_{ck}(t_0)$, donde σ_c es la tensión de compresión y $f_{ck}(t_0)$ es la resistencia a la compresión característica del hormigón en el momento de aplicación de la carga.
L	es la longitud de la mesa de pretensado, normalmente mayor de 100 m.
ℓ_{bpt}	longitud de transferencia de la armadura activa de pretensado, en mm, que puede tomarse como: $\ell_{bpt} = \varphi \cdot \sigma_p / 21$.
ℓ_{bpt}	longitud de transferencia de la armadura activa de pretensado, en mm, que puede tomarse como: $\ell_{bpt} = \varphi \cdot \sigma_p / 21$ donde:
l_{ptl}	longitud de transmisión $l_{ptl}=0,8 \cdot l_{pt} \cong 70 \cdot \phi, \cong (\sigma_p/21) \cdot \phi$
l_x	es la distancia del punto considerado sobre la línea de rotura desde el punto de inicio de la longitud de transmisión ($=x$)
m	número de núcleos.
m	coeficiente de equivalencia $=E_p/E_c$
m	número de núcleos.
M_0	es un momento asociado a la situación de curvatura nula de la sección.
M_a	momento máximo de servicio en la sección hasta el instante en el que se evalúa la flecha (*)
M_a	momento flector máximo, que a lo largo de toda la historia de carga, haya solicitado la sección.
M_a	momento flector máximo, que a lo largo de toda la historia de carga, haya solicitado la sección.
M_d	el momento de cálculo de la sección
M_{Ed}	el momento flector debido a carga vertical

M_f	Momento nominal de fisuración de la sección: $M_f = W_b \cdot f_{ctm,fl}$ $f_{ctm,fl} = \max((1,6 - h / 1000) f_{ct,m} ; f_{ct,m}) \quad N/mm^2$ $f_{ct,m} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$
$M_{fis,d}$	el momento de fisuración de la sección calculado con $f_{ct,d} = f_{ct,k} / \gamma_c$ y $f_{ct,k} = 0,7 \cdot f_{ct,m} = 0,7 \cdot (0,3 \cdot f_{ck}^{2/3})$
M_v	momento que actúa en la pieza prefabricada antes de trabajar conjuntamente con el hormigón in situ que para construcción no apeada es el momento debido al peso propio de la pieza y al peso del hormigón in situ, para construcción apeada, cero si la pieza es armada y el momento debido al peso propio si es pretensada y cero en las secciones extremas sometidas a negativos.
M_v	momento flector máximo sobre el elemento prefabricado aislado antes de la solidarización.
n	la variable n representa el número de alveolos de la placa alveolar. Es una variable que únicamente puede tomar valores naturales.
n	número de almas.
N	es Clase N, conforme al punto 5.2.1.1
n	exponente según tabla (Tabla 5-1)
n	coeficiente de equivalencia, E_s/E_c
n	número de capas de tendones
n	número de almas.

n_{ij}	<p>la variable n_{ij} define la cantidad tendones. Está estructurada en forma de matriz simétrica. El subíndice i indica la fila de armado y el subíndice j marca el nervio. La estructura de la matriz es la siguiente:</p> $\begin{bmatrix} n_{71} & \cdots & n_{7j} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ n_{11} & \cdots & n_{1j} \end{bmatrix}$ <p>Según el patrón de armado, los valores que puede tomar n_{ij} son los siguientes:</p> $\begin{array}{l l l} \text{fila1 } 0 \rightarrow 5 & \text{fila4 } 0 \rightarrow 1 & \\ \text{fila2 } 0 \rightarrow 3 & \text{fila5 } 0 \rightarrow 1 & \text{fila7 } 0 \rightarrow 1 \\ \text{fila3 } 0 \rightarrow 1 & \text{fila6 } 0 \rightarrow 1 & \end{array}$
n_s	es la proporción entre las temperaturas del gas y la superficie de la sección de hormigón (°C)
p	la variable p es una variable discreta con una paso de $p = 1 \text{ mm}$
P	es la fuerza de pretensado, si existe, que puede adoptarse igual al 90% de la fuerza inicial P_0 .
P_0	es la fuerza de tesado $P_0 = \sigma_{p0} \cdot A_p$
$P_k(\underline{x}_i)$	es la fuerza de pretensado descontadas las pérdidas instantáneas.
$P_{ki}(t)$	es la fuerza inicial de pretensado
$P_{ki}(t_0)$	es el valor característico de la fuerza inicial de pretensado,
$P_i(l_x)$	es la fuerza de pretensado en la capa de tendones considerada a una distancia l_x . Se debe tener en cuenta la transferencia del pretensado conforme al apartado 8.10.2.2 de la Norma En 1992-1-1:2004
q	flujo de calor por unidad de área y de tiempo
Q	calor intercambiado en la unidad de tiempo (W)
q	cuantía geométrica A_p/A_c

q_{1x}	la variable q_{1x} tiene es una variable discreta con una paso de $\Delta q_{1x} = 1 \text{ mm}$
q_{2x}	la variable q_{2x} es una variable discreta con una paso de $\Delta q_{2x} = 1 \text{ mm}$
q_{2y}	la variable q_{2y} es una variable discreta con una paso de $\Delta q_{2y} = 1 \text{ mm}$
R	es Clase R, conforme al punto 5.2.1.1
r	radio de giro de la sección
RH	es la humedad relativa ambiental, en porcentaje (%)
RH_0	100%
S	coeficiente que depende del tipo de cemento
S	es Clase S, conforme al punto 5.2.1.1
S	el momento estático máximo de la sección transversal;
S	el momento estático máximo de la sección transversal;
$S_c(y)$	el momento estático por encima de la altura “y” y entorno al eje central
t	es el tiempo en horas.
T	es la edad del hormigón (en días) en el momento considerado
t	es la edad del hormigón en días en el momento considerado
T	temperatura del material
$T(\Delta t_i)$	es la temperatura en °C durante el periodo de tiempo Δt_i
$T_{(\Delta t_i)}$	es la temperatura (en °C) durante el intervalo de tiempo Δt_i
$T(\Delta t_i)$	temperatura en grados centígrados °C durante el período de tiempo t_i
$T(\Delta t_i)$	temperatura en grados centígrados °C durante el período de tiempo t_i .
t_0	tiempo instante de la transferencia.

Notación

t_0	es la edad del hormigón en el momento de puesta en carga, en días
t_o	es la edad del hormigón en el momento de aplicación de la carga, en días
$t_{0,T}$	es la edad del hormigón en el momento de aplicación de la carga ajustada en función de la temperatura, conforme a la ecuación (5-21)
T_a	temperatura media en °C del ambiente durante la fabricación.
t_{eq}	es la edad equivalente (en horas);
T_g	es la temperatura del gas de alrededor de la sección [°C];
T_{max}	temperatura máxima en °C alcanzada durante el curado térmico (60÷70°C).
T_{max}	es la temperatura máxima (en °C) durante el tratamiento térmico
t_s	es el tiempo escalado (horas)
t_s	es la edad del hormigón (en días) al principio de la retracción por secado (o hinchamiento). Normalmente esto sucede al final del curado
t_s	es el instante de solidarización acero-hormigón
t_T	es la edad del hormigón ajustada en función de la temperatura que reemplaza a t en las correspondientes ecuaciones
u	es el perímetro del elemento en contacto con la atmósfera
v_{min}	es la tensión permitida del hormigón sin armadura, según se define en el apartado 6.2.2 de la Norma EN 1992-1-1:2004;
$V_{Rd,c,fi}$	resistencia a cortante y anclaje en situación accidental de incendio
W	es el módulo resistente respecto de la fibra más traccionada de la sección.
$W=W_f$	en cualquier etapa de construcción apeada o en servicio.
$W=W_v$	en el caso de construcción no apeada cuando se calcula la flecha bajo el peso propio o el hormigón vertido en obra.
W_{Ih}	módulo resistente correspondiente a la fibra inferior

W_{2h}	módulo resistente correspondiente a la fibra superior
W_b	módulo resistente de la fibra más traccionada de la sección bruta. Para secciones en T es diferente el positivos del de negativos.
W_f	módulo resistente del forjado respecto de su fibra inferior. (traccionada)
W_i	módulo resistente del forjado respecto de su fibra inferior. (traccionada)
w_k	abertura característica de fisura.
$w_{máx}$	abertura máxima de fisura
W_v	módulo resistente del elemento prefabricado respecto de su fibra inferior (traccionada).
W_v	módulo resistente del elemento prefabricado respecto de su fibra inferior. (traccionada)
x	la distancia, en mm, de la sección considerada al inicio de la longitud de transferencia.
x	la distancia, en mm , de la sección considerada al inicio de la longitud de transferencia.
x_{pr}	es la longitud del tendón saliente para la sección considerada, véase la figura
y	es la altura del punto crítico sobre la línea de rotura
y_l	distancia del c.d.g. de la vigueta a la fibra más traccionada
Y_c	es la altura del eje central
y_i	altura de la fila de armado. Según el patrón de armado se definen hasta 7 alturas de fila. Se trata de una variable discreta con una paso de $\Delta y_i = 1\text{ mm}$
Y_{Pt}	es la altura de la posición de la capa de tendones considerada

Capítulo 1

Introducción a la placa alveolar

1.1 OBJETO Y ALCANCE DE LA TESIS.

El objeto de la presente tesis doctoral es el diseño óptimo de placas alveolares pretensadas en situación accidental de incendio. Placas alveolares propias del ámbito de edificación, es decir, con canto, geometría y armados compatibles con los sistemas constructivos de edificación y con las tecnología de fabricación existentes. De este ámbito se derivan los requisitos esenciales o básicos exigibles a los productos de construcción entre los que se encuentra la seguridad en caso de incendio, que se debe conjugar con el resto de requisitos básicos exigibles. Para la verificación del comportamiento de la placa alveolar, los estados límite y el comportamiento de los materiales se caracterizaran según los Eurocódigos y la norma de producto específica de

placas alveolares que recogen los avances científicos y tecnológicos en la materia. En esta tesis no se consideran otras situaciones accidentales diferentes de la de incendio.

En esta tesis se plantea el problema del diseño de una placa alveolar como un problema de optimización económica con un conjunto de restricciones de tipo geométrico derivados de la tecnología de fabricación, de carácter normativo y de tipo mecánico derivados de los requisitos esenciales exigibles en las diferentes situaciones de proyecto propias de la vida útil de la placa, dentro de los que se incluye los propios de la situación accidental de incendio. Este planteamiento exige una modelización geométrica y mecánica del problema a través de un conjunto de variables que permitan de forma unívoca la definición de la sección de la placa alveolar. El objetivo es encontrar el valor de las variables geométricas y mecánicas que verificando las restricciones del problema minimicen el coste de la placa.

Así pues, la presente tesis doctoral gravita sobre dos conceptos, por un lado el elemento estructural resistente objeto de diseño denominado placa alveolar y los aspectos relacionados con el proyecto de la misma y por otro lado su optimización incluyendo la situación accidental de incendio.

Una placa alveolar pretensada es un elemento superficial prefabricado de hormigón pretensado, que permite construir forjados unidireccionales con gran capacidad de sostén de cargas, además cubriendo grandes luces, en la Figura 1-1 se compara el forjado de placa alveolar frente a otras soluciones típicas de edificación. Los forjados de placa alveolar pretensada pueden proyectarse con o sin losa superior de hormigón in situ configurando en este último caso una sección mixta de forjado.

El alcance de esta tesis se centra en el diseño de la placa alveolar exclusivamente aunque se analizará la influencia de la disposición de una losa de hormigón en la solución del problema de diseño óptimo.

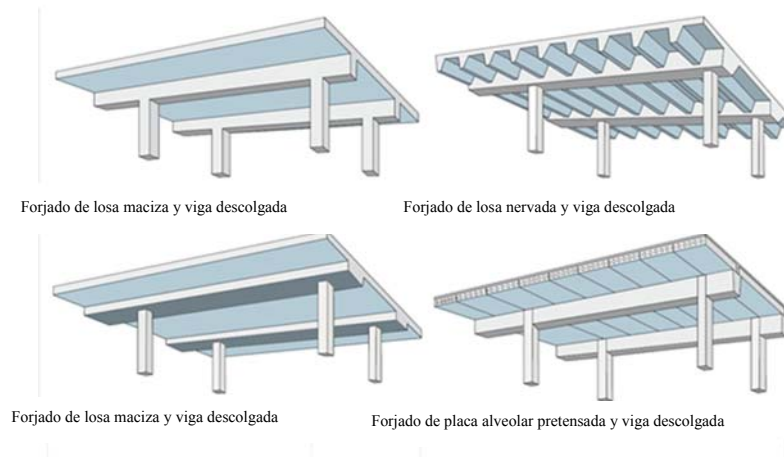


Figura 1-1. Forjados unidireccionales. Goodchild C.H. [1].

En la Figura 1-2 se muestra la sección tipo de una placa alveolar que se compone de dos alas, una superior y otra inferior, enlazadas por un conjunto de nervios. Los nervios extremos definen el perfil de la junta entre placas y los interiores definen la geometría de los alveolos de aligeramiento. El espesor de las losas y la geometría de los nervios y por tanto la de los alveolos resultante son consecuencia del sistema de fabricación utilizado y de los requerimientos derivados de los requisitos básicos exigibles a este tipo de elemento. El diseño de la sección persigue la mayor resistencia con el mayor aligeramiento.

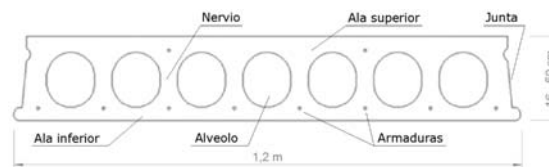


Figura 1-2. Sección tipo de placa alveolar.

La armadura activa pretensada se dispone en los nervios en la posición más conveniente para cubrir con la menor cuantía los requerimientos exigibles.

Se persigue pues, mayor resistencia, mayor aligeramiento y menor cuantía de armadura, es decir la mayor resistencia al menor coste.

Cabe destacar que por regla general las placas alveolares comerciales de un fabricante, comparten la misma geometría de sección transversal para un canto determinado de placa, generando una *Serie* de placas alveolares. Esta serie se configura con distintas

disposiciones de armado que permiten alcanzar diversos valores resistentes. A cada una de ellas se las denomina *Tipos*.

Por regla general los fabricantes dispone sus tipos para una serie de forma que en cada tipo se aumente la capacidad resistente a momento último, sin atender, por regla general a otros parámetros mecánicos.

Las ventajas de la placa alveolar pretensadas, con respecto a otros elementos estructurales que configuran forjados, según la International Prestressed Hollowcore Association (IPHA, Brochure 2010[2]), pueden resumirse en los siguientes 16 puntos:

1. Reducción del peso.
2. Versatilidad en el diseño.
3. Amplio rango de aplicación válido para residenciales, comerciales, educación, e industria
4. Grandes luces de vano sin sopandado intermedio.
5. Gran capacidad de sostén de cargas.
6. Excelente relación luz/canto, que permite reducir la altura entre planta de la edificación
7. Configuran una plataforma segura de trabajo.
8. Excelente resistencia al fuego.
9. Acabado liso, adecuado para pintado
10. Excelente aislamiento térmico y acústico.
11. Producto verde, reducen el uso de materias primas.
12. Solución económica.
13. Reducción del número de personal en la obra
14. Velocidad de ejecución.
15. Fácilmente adaptado para permitir la calefacción y refrigeración de un edificio, incluso sin la quema de combustibles fósiles
16. Se adapta fácilmente para ser altamente eficiente en la distribución de aire fresco y cálido, el cableado eléctrico, fontanería y servicios de rociadores en todo el edificio.

La Figura 1-3 de la publicación *Economic concrete frame elements to Eurocode 2*. de The Concrete Centre [1], establece el ámbito de aplicación de los diferentes sistemas constructivos para la configuración de forjados unidireccionales. Si se observa el caso de las placas alveolares para paños cuadrados, estas son adecuadas con luces entre 7 y 12 metros, sin embargo cuando la geometría del paño es rectangular, el ámbito se restringe a valores entre 7,75 y 11 metros.

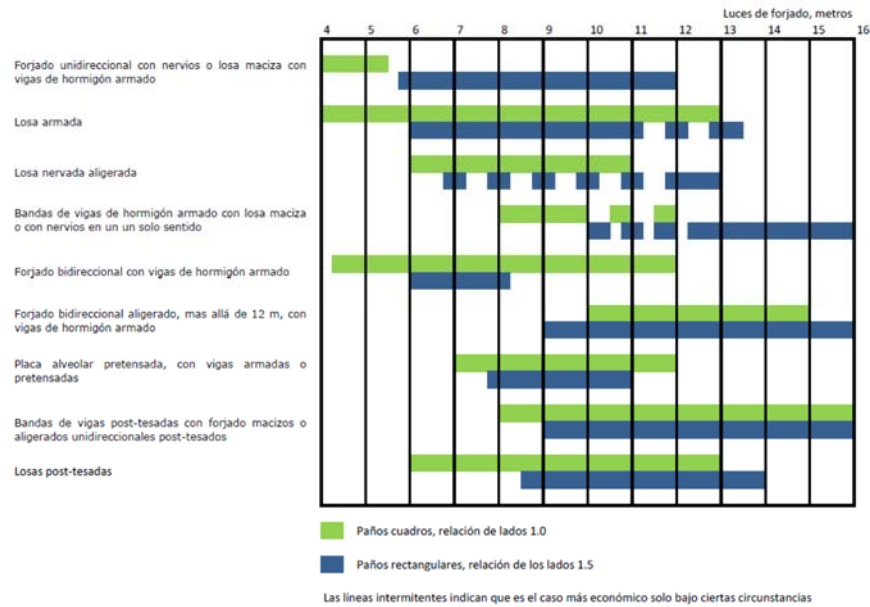


Figura 1-3. Cuadro de ámbitos de aplicación de las tipologías de forjados Goodchild, C.H. [1] .

Así pues, el ámbito de aplicación habitual de las placas alveolares como ya se ha dicho anteriormente, será el de grandes luces de forjado y cargas elevadas con las ventajas constructivas que relaciona la IPHA. Las placas alveolares pretensadas tienen su ámbito de aplicación en edificios industriales, comerciales, de pública concurrencia y en todos aquellos que demanden elevada diafanidad con sobrecargas de uso elevadas.

1.2 REQUISITOS EXIGIBLES A LOS PRODUCTOS DE CONSTRUCCIÓN.

En el Anexo I, del Reglamento (UE) N° 305/2011 [3] del parlamento Europeo y del Consejo de 9 de marzo de 2011 se establecen las condiciones armonizadas para la comercialización de productos de construcción y se deroga la Directiva 89/106/CEE. Dicho documento establece los requisitos básicos de las obras de construcción.

Así, las obras de construcción, en su totalidad y en sus partes aisladas, deberán ser idóneas para su uso previsto, teniendo especialmente en cuenta la salud y la seguridad de las personas afectadas a lo largo del ciclo de vida de las obras. Sin perjuicio del mantenimiento normal, las obras de construcción deben cumplir estos requisitos básicos de las obras durante un período de vida económicamente razonable.

1. Resistencia mecánica y estabilidad.
2. Seguridad en caso de incendio
Las obras de construcción deberán proyectarse y construirse de forma que, en caso de incendio:
 - a) la capacidad de sustentación de la obra se mantenga durante un período de tiempo determinado;
 - b) la aparición y la propagación del fuego y del humo dentro de la obra estén limitados;
 - c) la propagación del fuego a obras de construcción vecinas esté limitada;
 - d) los ocupantes puedan abandonar la obra o ser rescatados por otros medios;
 - e) se tenga en cuenta la seguridad de los equipos de rescate.
3. Higiene, salud y medio ambiente
4. Seguridad y accesibilidad de utilización
5. Protección contra el ruido
6. Ahorro de energía y aislamiento térmico
7. Utilización sostenible de los recursos naturales

Estos requisitos propuestos por la directiva europea 305/2011, se trasponen en el ámbito estatal en la Ley Orgánica de la Edificación (LOE), que a través de su Código Técnico de la Edificación, establece las exigencias básicas requeridas para el cumplimiento de los requisitos básicos, y que en el caso del incendio se hallan reflejadas en el Documento Básico de Seguridad Incendio (DB SI).

El objetivo del requisito básico “Seguridad en caso de incendio” consiste en reducir a límites aceptables el riesgo de que los usuarios de un edificio sufran daños derivados de un incendio de origen accidental, como consecuencia de las características de su proyecto, construcción, uso y mantenimiento.

Para satisfacer este objetivo el CTE DB SI establece que los edificios se proyectarán, construirán, mantendrán y utilizarán de forma que se cumplan las exigencias básicas derivadas de la seguridad en caso de incendio, concretamente la seguridad estructural al incendio.

Exigencias básicas de seguridad en caso de incendio (SI)

- SI 1: Propagación interior.
- SI 2: Propagación exterior.
- SI 3: Evacuación.
- SI 4: Instalaciones de protección contra incendios.
- SI 5: Intervención de bomberos.
- SI 6: Resistencia estructural al incendio.

1.3 LA PLACA ALVEOLAR EN SITUACIÓN DE INCENDIO.

Dado que se persigue optimizar la placa alveolar en situación accidental de incendio, se requiere conocer que debido, a las altas temperaturas, esta experimenta el calentamiento de los materiales que la configuran lo que produce un deterioro de las propiedades mecánicas que afecta a la capacidad mecánica de las secciones, de los elementos y de la estructura. Adicionalmente en el hormigón puede producir “spalling”, que es un desconchado explosivo del recubrimiento.

En el Anejo 6 de la Instrucción Española de Hormigón Estructural (EHE-08)[4] se dan un conjunto de recomendaciones para aplicarse a las estructuras de hormigón estructural que, por razones de seguridad general frente a incendios, deben cumplir durante un tiempo determinado las siguientes condiciones cuando están expuestas al fuego:

- a) Evitar un colapso prematuro de la estructura (función portante). R.
- b) Limitar la propagación del fuego (llamas, gases calientes, calor excesivo) fuera de áreas concretas (función separadora). E, I.

Así, se denomina resistencia al fuego de una estructura o de un parte de ella a su capacidad para mantener durante un período de TIEMPO determinado la función portante que le sea exigible, así como la integridad y/o el aislamiento térmico en los términos especificados en el ensayo normalizado correspondiente (RD 312/2005)[5].

Según el ANEJO 6 de la EHE-08, se denomina resistencia normalizada al fuego de una estructura o parte de ella (usualmente solo elementos aislados) a su resistencia al fuego dado por la curva normalizada de temperatura-tiempo UNE-EN 1363-1[6].

El tiempo máximo de exposición hasta que resulte inminente la pérdida de capacidad para satisfacer las funciones requeridas se denomina período de resistencia (R) al fuego normalizado, y se expresa en minutos según una escala que establece la UNE-EN 13501-2[7].

Los tiempos nominales de resistencia al fuego normalizados se ajustaran a la serie siguiente: 30, 60, 90, 120, 180 y 240 minutos

Se establecen tres requisitos básicos de comportamiento frente al fuego:

- Por capacidad Portante de la estructura (criterio R).
- Por Estanquidad al paso de llamas y gases calientes. Integridad. (Criterio E).
- Por Aislamiento térmico en caso de fuego (criterio I).

A los elementos estructurales se les exige una R determinada. A los elementos de sectorización se les exige una EI. A los elementos estructurales y de sectorización se le exige REI, siendo el REI el mínimo R y EI a cumplir.

Para abordar el problema del comportamiento de elementos estructurales en situación de incendio, se realiza un proceso de tres etapas que requieren:

- La definición de un modelo de incendio que permita obtener la temperatura de los gases dentro del recinto del sector de incendio.
- Un modelo de análisis térmico que permita evaluar la temperatura de la estructura y de cada una de las fibras de las secciones de los elementos.
- Un modelo de análisis estructural a altas temperaturas que permita verificar el comportamiento de la estructura y sus elementos (Figura 1-4).

En los siguientes apartados de este capítulo introductorio de la tesis se presentan los diferentes modelos de incendio y su ámbito de aplicación y se selecciona el más conveniente para el análisis termo-mecánico de la placa alveolar.

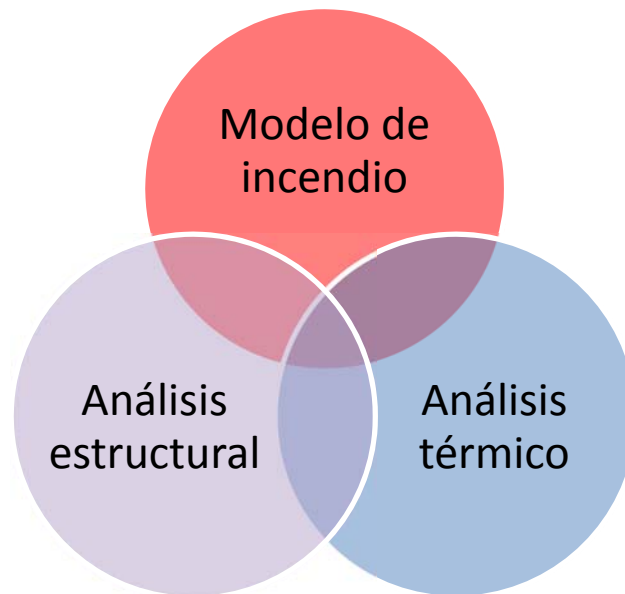


Figura 1-4. Los tres componentes básicos de la aproximación al problema.

En la Figura 1-5 se recogen las tres etapas con sus variantes para abordar el problema.

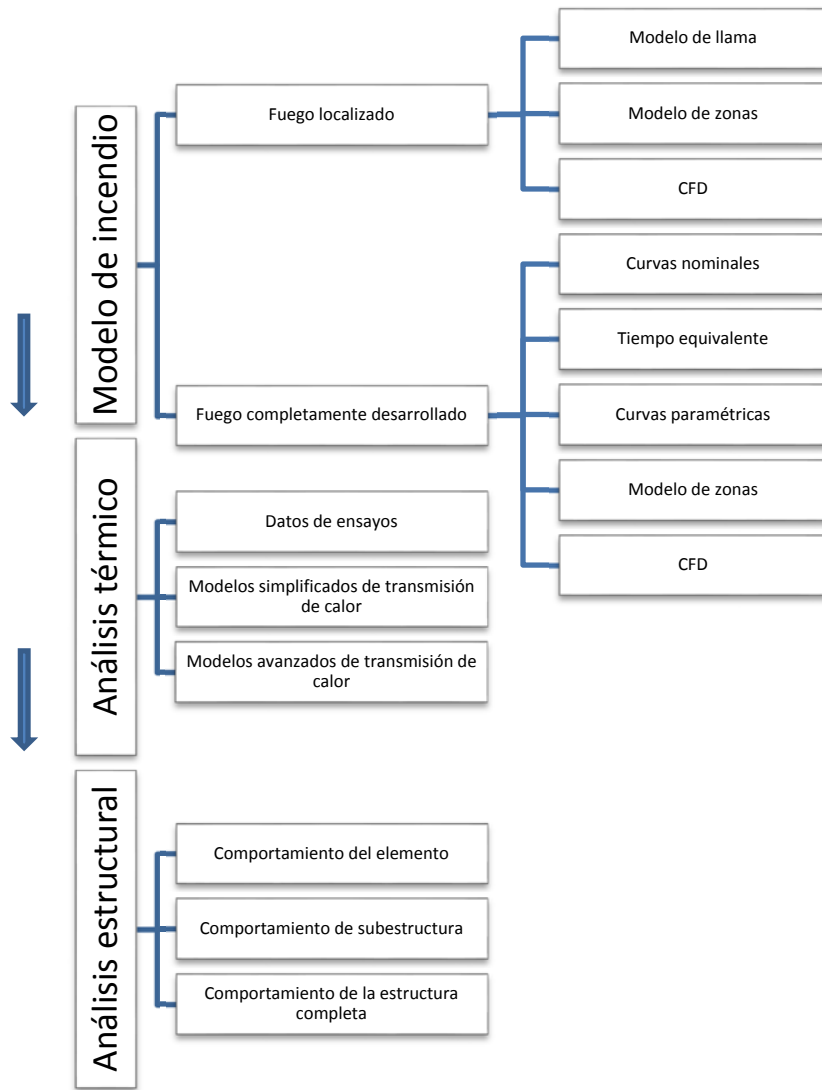


Figura 1-5. Esquema general del problema del fuego.

1.4 INCENDIO. MODELOS DE INCENDIO.

1.4.1 Introducción.

Como se ha indicado la presente tesis aborda la optimización de la placa alveolar en situación accidental de incendio, por lo que es necesario conocer las fases de un incendio real, y la evolución de la temperatura de los gases en cada una de dichas fases, para poder, con posterioridad, realizar un análisis térmico y sucesivamente aplicar los diferentes métodos de cálculo en su ámbito de aplicación

La Figura 1-6 se muestra la evolución de la temperatura de los gases en un incendio real, estableciéndose seis fases desde que se produce la ignición hasta que alcanza la extinción del mismo.

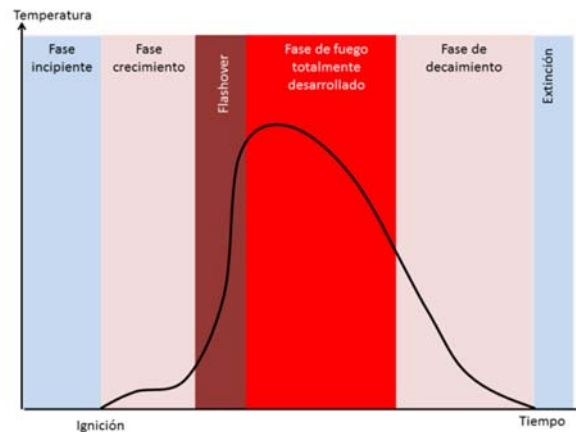


Figura 1-6. Evolución de la temperatura de los gases en un incendio.

Así, se definen las fases de un incendio del siguiente modo:

- 1- **Fase incipiente** (Incipient phase), se produce el calentamiento del combustible potencial por medio de diversos procesos, como, combustión con llamas, combustión sin llamas (fuego latente) o por radiación.
- 2- **Fase de crecimiento** (pre-flashover), se produce la ignición. Inicialmente el fuego es de pequeña magnitud, está localizado en el interior del recinto (denominado sector). Bajo el techo se va produciendo una acumulación de humos y de productos de combustión (producidos por pirolisis), que gradualmente forman una capa de gases calientes en la parte superior del recinto, junto a otra relativamente fría y sin humos, que se sitúa en la parte inferior.

Si la cantidad de material combustible y oxígeno es suficiente, el fuego crece y sigue emitiendo gases calientes y productos de pirolisis. Ambos se

- acumulan en la capa de humos. Se aprecia como la capa de humos aumenta de espesor y sube la temperatura de la misma.
- 3- **Flashover.** Este se alcanza cuando la radiación emitida por las llamas y la capa de humos calientes produce la ignición súbita generalizada de los materiales combustibles no incendiados del interior del recinto. Alcanzando este punto la totalidad del recinto queda envuelta por el humo y las llamas.
 - 4- **Fase de fuego totalmente desarrollado** (post-flashover), con posterioridad al Flashover, el fuego entra en un estado de desarrollo total, alcanzando la máxima tasa (velocidad de liberación de calor). La potencia del incendio está limitada por la cantidad de oxígeno disponible. Esta es la fase donde se produce el mayor daño estructural y se puede iniciar la propagación del incendio a recintos adyacentes.
 - 5- **Fase de decaimiento.** Como resultado del periodo de incendio sostenido, la tasa de combustión decrece tal y como se va consumiendo el material combustible y el incendio entra en una fase de decaimiento. En este momento el reactivo limitante es el combustible y no el oxígeno.
 - 6- **Extinción.** El fuego se extingue cuando se ha consumido todo el material combustible y no hay liberación de energía de combustión.

1.4.2 Modelos de incendio

A la vista de las diferentes fases de evolución del incendio pueden establecerse dos grupos de modelos para la representación del incendio: modelos pre flashover o de fuego localizado y modelos post flashover o de incendio totalmente desarrollado. Los modelos pre-flashover tienen su interés y ámbito de aplicación en la verificación de las exigencias básicas relacionadas con la seguridad de los ocupantes y de los equipos en intervención, rescate, etc..., los modelos post flashover o de fuego totalmente desarrollado tienen su ámbito de aplicación en la verificación de la exigencia básica de seguridad estructural en situación accidental de incendio.

En estas fases de incendio generalizado es cuando se alcanza la máxima temperatura de los gases del recinto y por tanto es cuando más deterioro mecánico se produce en los materiales lo que reduce su capacidad mecánica. Cabe señalar que existen recintos en los que no se alcanza la condición de flashover, en esos casos un modelo de fuego localizado o un modelo de dos zonas son los adecuados para la verificación de la exigencia básica de seguridad estructural en situación accidental de incendio.

En la Figura 1-7 se describen los modelos de incendio en las diferentes fases pre y post flashover.

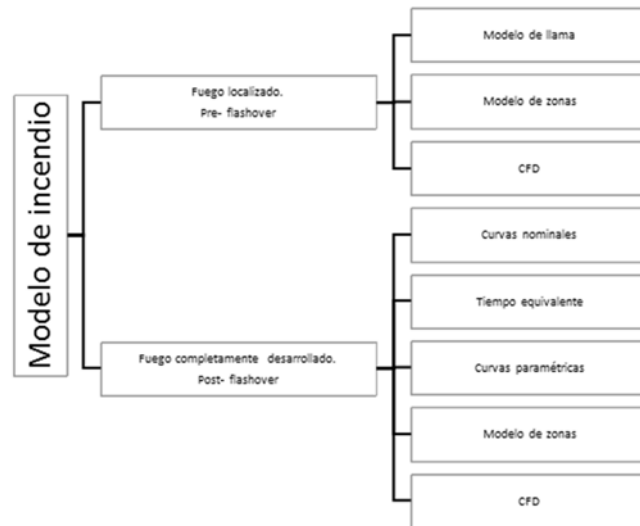


Figura 1-7. Modelos de incendio.

Del conjunto de modelos de fuego totalmente desarrollado, el del tiempo equivalente, las curvas paramétricas, los modelos de zonas y los modelos CFD se corresponden con los denominados modelos de fuego real que incorporan en el modelo la carga de fuego de cálculo, su tasa de liberación de calor, las condiciones de ventilación del recinto, su tamaño y las propiedades térmicas de los cerramientos del recinto o sector de incendio. Son adecuados para el proyecto de elementos para sectores concretos en los que se conocen a priori las variables del modelo o para la verificación de la seguridad estructural en una situación concreta.

Por el contrario las curvas nominales no incorporan ningún parámetro del recinto, son específicas para diversos tipos de escenarios, no se corresponden con ningún incendio real, son monótonas crecientes con combustible ilimitado y pretenden ser una envolvente de la temperatura del gas de varios incendios. Permiten abordar el proyecto de elementos cuando se desconocen los escenarios de incendios a los que va a estar sometido a lo largo de la vida útil de la edificación y permiten también la clasificación de elementos tanto por cálculo como por ensayo con respecto a una curva determinada. Esta última consideración tiene gran interés científico ya que permite contrastar y calibrar modelos de cálculo mediante ensayos según una curva nominal determinada.

Las curvas nominales se corresponden con el modelo más simplificado de incendio que proporciona directamente la curva de temperatura de los gases en función del tiempo. Este es el caso de las curvas nominales, siendo la más habitualmente empleada en edificación la ISO834 UNE EN 1363 [6] (fuego estándar) Figura 1-8, que corresponde a un fuego de tipo celulósico.

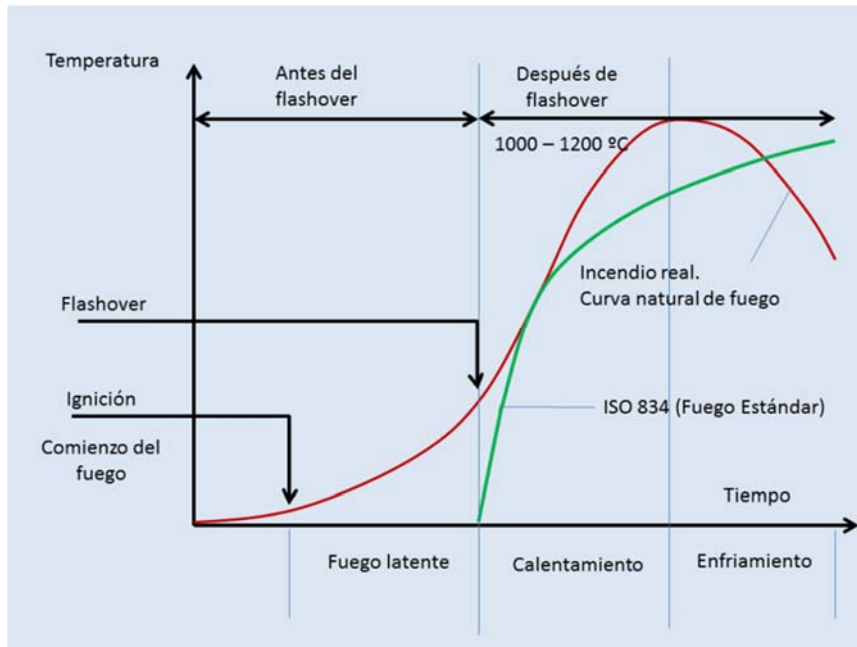


Figura 1-8. Curva estándar frente a la curva de un incendio natural.

La curva de fuego estándar ISO834 se define con la expresión:

$$\theta_g = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1) \quad (1-1)$$

Donde:

- t Tiempo en minutos
- θ_g Temperatura del gas en °C

Si se representa la curva de fuego estándar ISO834 se obtiene la curva de la imagen (Figura 1-9).

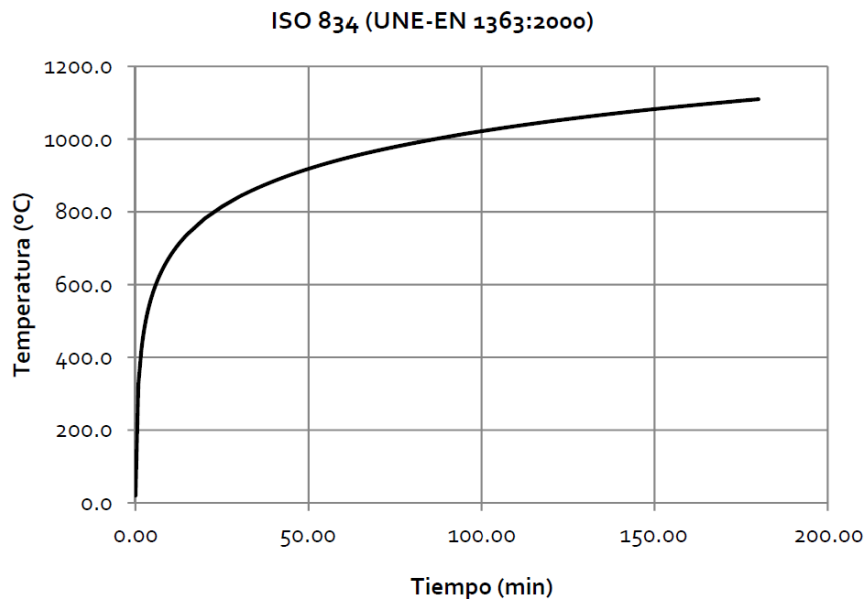


Figura 1-9. Curva de fuego estándar ISO834.

El uso de esta curva nominal supone asumir un fuego completamente desarrollado, post-Flashover, con temperatura uniforme en todo el recinto y sin ningún tipo de paramento físico como puede ser la ventilación, geometría del local, etc...

Si tenemos en cuenta las normativas estructurales aplicables al proyecto de un elemento de placa alveolar, el Documento Básico Seguridad en caso Incendio, DB-SI, se indican únicamente métodos simplificados de cálculo suficientemente aproximados para la mayoría de las situaciones habituales. Estos métodos sólo recogen el estudio de la resistencia al fuego de los elementos estructurales individuales ante la curva normalizada tiempo temperatura UNE EN 1363 [6].

Adicionalmente el CTE indica que pueden adoptarse otros modelos de incendio para representar la evolución de la temperatura durante el incendio, tales como las denominadas curvas paramétricas o, para efectos locales los modelos de incendio de una o dos zonas o de fuegos localizados o métodos basados en dinámica de fluidos (CFD, según siglas inglesas) tales como los que se contemplan en la norma UNE-EN 1991-1-2:2004.[8].

En dicha norma se recogen, asimismo, también otras curvas nominales para fuego exterior o para incendios producidos por combustibles de gran poder calorífico, como

hidrocarburos, y métodos para el estudio de los elementos externos situados fuera de la envolvente del sector de incendio y a los que el fuego afecta a través de las aberturas en fachada.

Los modelos de incendio, con curvas paramétricas o, para efectos locales los modelos de incendio de una o dos zonas o de fuegos localizados o métodos basados en dinámica de fluidos, son adecuados para el estudio de edificios singulares o para el tratamiento global de la estructura o parte de ella, así como cuando se requiera un estudio más ajustado a la situación de incendio real.

En cualquier caso, también es válido evaluar el comportamiento de una estructura, de parte de ella o de un elemento estructural mediante la realización de los ensayos que establece el Real Decreto 312/2005 de 18 de marzo.

1.5 OBJETIVOS DE LA TESIS.

1.5.1 *Objetivo principal.*

La presente tesis busca aplicar una metodología heurística de optimización al diseño de la geometría de la sección de la placa alveolar, disposición de armados y capacidades mecánicas, para la obtención de la placa alveolar óptima desde el punto de vista económico en situación de incendio verificando el conjunto de los requisitos esenciales exigible a su diseño.

1.5.2 *Objetivos complementarios.*

Para la consecución del objetivo principal de la tesis se han planteado los siguientes objetivos particulares o parciales que han permitido construir y formular el problema de optimización asociado.

Conocer el estado del arte.

Para alcanzar dicho objetivo, se ha definido un modelo geométrico y mecánico de la placa alveolar, sobre el que se aplicarán las diversas técnicas de optimización.

A tal efecto se requiere el desarrollo de un análisis del estado del arte en el ámbito del cálculo de placas alveolares pretensadas, tanto las tipologías geométricas, como sus capacidades mecánicas.

Se desarrollará la aplicación de algoritmos de optimización sobre problemas prácticos de cálculo estructural.

Finalmente se generará una programación computacional, a través de una herramienta informática para aplicar la optimización al modelo matemático desarrollado.

Antes de generar soluciones se establecerá el estado del arte de las geometrías existentes, obtenidas de un extenso barrido de los fabricantes a nivel nacional e internacional para los cantos de placa alveolar más habituales. Este estudio permitirá conocer parámetros estadísticos de las geometrías de mercado que permitan conocer la bondad de la solución obtenida con respecto a las existentes y también la posibilidad técnica de su fabricación por parte de los industriales del sector nacional e internacional.

Se buscará la geometría adecuada para diferentes armados de placas alveolares existentes en el mercado, con requerimientos a temperatura ambiente y en situación accidental de incendio para resistencias a 60, 90 y 120 minutos.

Por otro lado se estimará la idoneidad económica, de buscar un molde único para toda una familia de placas alveolares, de un mismo canto y diferentes armados, con respecto a la familia de placas de un fabricante.

Dada la variedad de las geometrías existentes para un mismo canto, se estudiará la configuración que permita el máximo aligeramiento de la sección transversal de la placa,

y si esta configuración no se corresponde con la del fabricante, que se tomará como base del presente estudio, se llevará a cabo un estudio de esta configuración bajo la situación accidental de incendio con un requerimiento de 120 minutos de resistencia.

También son objeto del presente estudio el comprobar la robustez de la solución obtenida a las variaciones en el precio de los materiales, así como la variación de las características resistentes de los mismos.

1.6 METODOLOGÍA EMPLEADA.

1.6.1 Introducción.

Como se ha indicado se aborda el problema de diseño de una placa alveolar en situación de incendio como un problema de optimización con restricciones, se debe por tanto comprender y predecir el comportamiento termo-mecánico de las placas alveolares, tanto a temperatura ambiente como a altas temperaturas. Así antes de plantear el problema matemático de optimización heurística, deberemos conocer el comportamiento de la placa:

- Comportamiento mecánico a temperatura ambiente. Por tanto se estudiarán los casos de fallo que aparecen en la placa alveolar, para su vida de servicio.
- Comportamiento mecánico a altas temperaturas. Se tendrán en cuenta dos situaciones:
 - Cómo varía el campo de temperaturas en la sección de la placa, partiendo de una curva de fuego estándar (ISO834) y un modelo de evolución de temperatura en la placa alveolar Wickström [9] (corregido según UNE-EN 13747).
 - La variación en las capacidades mecánicas de los materiales cuando están sometidas a un campo de temperaturas, obtenidas como se ha indicado anteriormente.

Cabe destacar la tabla extraída de Purkis [9] mostrada en la Figura 1-10, que permite situarse en el nivel y tipo de análisis que se va a realizar en el ámbito de la situación accidental de incendios, es decir, se selecciona a nivel de modelo de estructura un elemento considerado aislado, y el modelo térmico utilizado es el de la curvas nominales de fuego, haciendo uso de la curva normalizada de incendio ISO 834.

Model for structure Model for thermal exposure	S ₁	S ₂	S ₃
	Element	Substructure	Complete structure
ISO-834 H ₁	Test or calculation (deterministic)	Calculation exceptionally testing (deterministic)	
ISO-834 H ₂	Test or calculation (probabilistic)	Calculation exceptionally testing (probabilistic)	Calculation (probabilistic) should be avoided
Real fire H ₃	Calculation (probabilistic)	Calculation (probabilistic)	Calculation (probabilistic) in special cases and for research

Figura 1-10. Purkis [9].

Conocidos estos comportamientos se plantea el problema matemático que engloba la búsqueda de la placa óptima en situación de incendio, que no conculque los estados

derivados de su viabilidad estructural y económica para un estado de carga y unos requerimientos de resistencia al fuego determinados.

En la siguiente figura (Figura 1-11), se muestran los diferentes pasos seguidos para el desarrollo de una aplicación informática que aborde el problema de optimización anteriormente planteado. Se utilizará este esquema como guía de la presente tesis doctoral.

- Generación de la configuración inicial, se parte de una solución, obtenida de forma aleatoria.
- Se comprueban las restricciones geométricas de placa, junta, alveolo, nervio. En este apartado se revisan las ligaduras.
- Se determinan las características mecánicas de la sección, área, inercias, excentricidades de la sección bruta, neta y homogeneizada.
- Se comprueba la cuantía mecánica.
- Se determinan los Estados Límite hasta la Transferencia.
- Se comprueba el spalling.
- Se comprueban los E.L. Límite posteriores a la transferencia.
- El Estado Límite de Montaje.
- El Estado Límite Servicio.
- El Estado Límite Último.
- El Estado de Situación de incendio.

1.6.2 Planteamiento del problema. La optimización condicionada.

De acuerdo con la metodología planteada para el desarrollo de esta tesis, se hace necesaria la formulación del problema de diseño de placa en términos de un problema de optimización. Para abordar cualquier problema de optimización es necesario determinar inicialmente el modelo matemático que lo define. Por ello, en capítulos posteriores se desarrollarán los modelos geométrico y mecánico de la placa alveolar. Gracias a éstos la placa alveolar será caracterizada y analizada de manera exhaustiva.

Llegado a este punto, ya se está en disposición de plantear de forma general el problema de optimización, parte fundamental del presente trabajo.

El problema se ha planteado según la formulación clásica empleada en otros muchos trabajos, en el campo de la resolución de problemas de optimización con métodos heurísticos. Se ha tomado como referencia los planteamientos de trabajos de optimización de Coello, Carlos A. [10], [11].

El modelo matemático general que define un problema de optimización está compuesto por los siguientes elementos:

- Parámetro $[p_i]$: Dato que, en una familia de elementos, sirve para identificar cada uno de ellos mediante su correspondiente valor. Son magnitudes del problema que son invariables en el proceso de cálculo y que permiten fijar la optimización dentro del grupo de posibles problemas de optimización.
- Variable $[x_i]$: Magnitud o elemento que puede tener un valor cualquiera de los comprendidos en un conjunto o rango.
- Restricción $[g_n(\bar{x}) \leq 0]$: Limitación en el problema de optimización presentada como una inecuación matemática en la que intervienen variables y/o parámetros del modelo.
- Ligadura $[h_n(\bar{x}) = 0]$: Relación entre variables y parámetros del modelo, que debe respetarse en todo caso para que el modelo posea sentido real.
- Función objetivo $[f_n(\bar{x})]$: Relación entre parámetros y variables del modelo cuyo resultado pretende hacerse mínimo o máximo en el problema de optimización.

Es importante destacar que la división entre parámetros y variables no es estricta, algunas variables del problema se pueden fijar como valores predeterminados y convertirse en parámetros, así como algunos parámetros podrían dejarse libres convirtiéndose en

variables de decisión del problema. La casuística que puede presentar el problema es grande y se fijará para cada plan experimental a abordar.

Se puede definir el problema de optimización de la placa alveolar del siguiente modo:

$$\min_{\bar{x} \in \mathbb{R}^{N_T}} f(\bar{x})$$

sujeto a:

$$h_n(\bar{x}) = 0 \quad n = 1, \dots, p$$

$$g_n(\bar{x}) \leq 0 \quad n = 1, \dots, m$$

$$x_i \in D_i \quad D_i = (d_{i1}, d_{i2}, \dots, d_{iq}) \quad i = 1, \dots, n_d$$

$$x_{iL} \leq x_i \leq x_{iU} \quad i = n_d + 1, \dots, N_T$$

Siendo $A = \{\bar{x} \in \mathbb{R}^{N_T} : h_n(\bar{x}) = 0, g_n(\bar{x}) \leq 0\}$ la región de soluciones factibles del problema.

A lo largo de los diferentes capítulos de la tesis se definirán las variables y parámetros del problema, las restricciones y ligaduras, y la función objetivo a optimizar en el proceso de diseño de la placa alveolar en situación accidental de incendio.

1.7 ESTRUCTURA Y ORGANIZACIÓN DE LA TESIS DOCTORAL.

Para poder alcanzar los objetivos enunciados con anterioridad, se ha estructurado el contenido de la presente tesis doctoral del siguiente modo:

Capítulo 1. Introducción. La placa alveolar.

En este capítulo se presenta el elemento y problema que se busca resolver, comentando las características fundamentales el mismo, se establece el objetivo fundamental de la tesis, así como los secundarios ligados a la configuración del problema heurístico a resolver. Se formula el modelo matemático general, presentando de forma básica las variables, las ligaduras y las restricciones del problema. También se indicará que función objetivo se establece para el problema de la placa alveolar óptima en situación de incendio

Capítulo 2. Estado del arte.

Se introducen los ámbitos que abordará el estado del arte que se presenta, y se muestran los estudios realizados en el ámbito de los forjados, placas alveolares y placas alveolares en situación de incendio.

Capítulo 3. Modelo geométrico: geometría y fabricación.

Aquí se definirán las partes que configuran la placa alveolar, como afecta a las mismas la tecnología de fabricación empleada, y derivado de estos aspectos se configurará el modelo geométrico de la placa. Del modelo geométrico se establecerán las variables, ligaduras y restricciones.

Capítulo 4. Análisis térmico.

Este capítulo planteará el modelo térmico a tener en cuenta para conocer cómo afecta el incremento de temperatura en los gases y la radiación, efecto del incendio, en cuanto a la variación de la temperatura del material estructural, es decir, del hormigón de la placa y del acero de las armaduras activas.

Capítulo 5. Comportamiento de los materiales.

Se describen los comportamientos mecánicos de los materiales constitutivos de la placa alveolar a temperatura ambiente, es decir, del hormigón y de las armaduras activas. Se definen también los parámetros y variables mecánicas asociadas dichos materiales.

Dado que se pretende optimizar la placa alveolar en situación de incendio, se hace necesario el conocer el comportamiento de los materiales constitutivos a altas temperaturas. Del mismo modo que el caso anterior se definen también los parámetros y variables mecánicas asociadas dichos materiales.

Capítulo 6. Modelo termo-mecánico. Comportamiento estructural de la placa alveolar.

Se repasarán los antecedentes de los modelos de cálculo, estableciendo el contexto normativo actual. Se modelizará la sección de la placa alveolar desde el análisis tensional. Se establecerán los estados límite que no se deben conculcar en las situaciones de proyecto de la placa, es decir, en las situaciones transitorias, persistentes y accidentales (incendio). Al mismo tiempo se establecerán las restricciones del modelo derivadas de cada estado límite considerado.

Capítulo 7. Algoritmos de optimización.

En este capítulo se realiza una revisión de los aspectos fundamentales relativos a los métodos de optimización. Se realiza un estado del arte y clasificación de las técnicas metaheurísticas que se han aplicado por los distintos autores a numerosos problemas de optimización.

Capítulo 8. Aplicación del algoritmo al problema de optimización de la placa alveolar.

Se propondrá una metodología para la resolución del problema de la placa alveolar óptima en situación de incendio basada en un algoritmo Simulated Annealing (SA). Se definirán los mecanismos de construcción y generación de las nuevas soluciones, se fijarán los criterios para la generación de la vecindad de una solución en función de las variables que se consideren y se fijarán los criterios generales del algoritmo a emplear.

Capítulo 9. Plan experimental.

Por último, aplicando la metodología propuesta, se estudiarán dos opciones básicas, a molde fijo y a molde variable, la placa óptima de canto 25 centímetros que cubra unos requerimientos de 2kN/m^2 de carga muerta, 5kN/m^2 de sobrecarga, y tiempos de resistencia al fuego de 60, 90, 120, 180 y 240 minutos. Los resultados obtenidos se compararán con las placas de dicho canto de un fabricante.

Además, este capítulo presenta el estudio de sensibilidad del modelo a la variación relativa del precio de los materiales de la placa. Este estudio es necesario para dar validez a la geometría de placa obtenida.

Capítulo 10. Conclusiones y futuras líneas de investigación.

El corolario al trabajo son las conclusiones obtenidas de la investigación, así como la propuesta de trabajos futuros tanto en el campo de la optimización de placas alveolares en situación de incendio, como en el de la obtención de la familia de placas óptima.

Referencias bibliográficas.

Se presentan en cada capítulo las referencias bibliográficas consideradas.

1.8 BIBLIOGRAFÍA.

- [1] C. H. Goodchild, R. M. Webster, and k. S. Elliot, *Economic concrete frame elements to Eurocode 2: The Concrete Centre*, 2009.
- [2] IPHA, "IPHA Brochure," International Prestressed Hollowcore Association 2010.
- [3] U. Europea, "UE Nº 305/2011 Productos de construcción," ed, 2011, p. 39.
- [4] M. d. F. Comisión Permanente del Hormigón España, "EHE-08 : instrucción de hormigón estructural," ed. Madrid: Madrid : Ministerio de Fomento 2008, p. 702 p.
- [5] BOE, "RD 312/2005 Clasificación de los productos de construcción y de los elementos constructivos en función de sus propiedades de reacción y de resistencia al fuego.," vol. 79, ed: Ministerio de presidencia, 2005, p. 31.
- [6] AENOR, *UNE-EN 1363-1:2000*: AENOR, 2000.
- [7] AENOR, "UNE-EN 13501-2:2004. Clasificación de los productos de construcción y de los elementos constructivos en función de su comportamiento ante el fuego. Parte 2: Clasificación a partir de datos obtenidos de los ensayos de resistencia al fuego excluidas las instalaciones de ventilación.," vol. Parte 2, 2004.
- [8] AENOR, "UNE-EN 1992-1-1 Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón," ed, 2010.
- [9] J. Purkiss, *Fire Safety Engineering - Design of Structures*. Oxford: CRC Press; 2 edition (December 7, 2006), 2007.
- [10] A. Coello-Coello, "Theoretical and numerical constraint-handling techniques used with evolutionary algorithms: a survey of the state of the art," *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, vol. 191, pp. 1245-1287, 2002.
- [11] J. Witteveen, L. Twilt, and F. S. Bijlaard, "The stability of braced and unbraced frames at elevated temperatures.," presented at the International symposium of stability of steel structures, Liège, 1977.

Capítulo 2

Estado del arte en la optimización de estructuras de hormigón armado y pretensado

2.1 INTRODUCCIÓN.

El presente capítulo muestra los antecedentes históricos de la placa alveolar, su aparición en el mercado a través la firma Bramigk (Anhalt, Alemania) en 1906, y su llegada al mercado español, y más puntualmente a la comunidad valencia de la mano de la empresa Horviten (Quart de Poblet, Valencia) en 1967.

Posteriormente se revisará el estado del arte en el ámbito de la optimización de elementos estructurales resueltos con hormigón armado y pretensado.

A la hora de realizar la revisión se ha estructurado la misma atendiendo al método empleado para la búsqueda de la solución óptima, por un lado métodos directos, y por otro lado el uso de técnicas heurísticas.

Dentro de los métodos directos de búsqueda de solución se han establecido dos grandes grupos, estructuras y elementos de hormigón armado, y elementos de hormigón pretensado.

En el ámbito de los métodos heurísticos de búsqueda de la solución óptima se han establecido el de los elementos de hormigón armado y pretensado y los forjados. Esta discriminación viene impuesta por el hecho de que las placas alveolares configuran la parte resistente de forjados unidireccionales.

2.2 ANTECEDENTES HISTÓRICOS DE LA PLACA ALVEOLAR.

Las placas alveolares son los elementos prefabricados más utilizados, sobre todo en el Este de Europa y en Estados Unidos. La producción mundial de este tipo de elemento prefabricado está en unos 150 millones de metros cúbicos de media por año. Esto es debido a la excelente relación entre canto, peso y capacidad de soporte de cargas, así como a su buen acabado inferior y eficiencia estructural.

La placa alveolar se podría definir como una sección de un forjado unidireccional de losa maciza a la que se le han generado una serie de aligeramientos longitudinales, separados de forma equidistante y que se disponen armaduras de acero en estas zonas que es donde se concentra el hormigón. Además tienen una dimensión transversal finita, función de la maquinaria utilizada para su fabricación

Con el fin de que la placa cargada sea capaz de transmitir y repartir carga a las placas adyacentes, es decir, reparto lateral de cargas, se dispone de una junta lateral, que actuará como una llave de cortante.

Cuando un forjado unidireccional requiere ser capaz de soportar un nivel de cargas elevado, así como una luz importante o bien un proceso constructivo que permita, si así se requiere, no disponer de sopandas, el sistema resistente seleccionado suele ser la placa alveolar. También puede ser utilizada como panel de cerramiento.

La placa alveolar suele ser utilizada tanto como elemento único resistente del forjado, es decir como autoportante, o bien se tiene en cuenta la placa alveolar junto con la capa de compresión como sistema resistente compuesto o mixto.

La existencia de zonas aligeradas longitudinales, de sección transversal variadas tales como circulares, rectangulares, pseudo-elípticas, etc... conlleva una disminución en el peso del elemento. Estos elementos se configuran industrialmente a partir de una geometría definida por un molde, que es función de la máquina empleada para la generación del elemento prefabricado, así como de las prescripciones geométricas por la norma de producto exigible.

La geometría de la sección del elemento, disposición o patrón de armado, material de la placa y cables, de cada fabricante tienen su razón de ser en el histórico de la empresa, la experiencia de los proyectistas y técnicos de fabricación, y no, en un diseño óptimo de los mismos.

Cuando se habla de óptimo caben muchas puntualizaciones, para el presente trabajo indicaremos que una placa alveolar será óptima cuando cumpla los requerimientos mínimos propuestos a menor coste de materiales, puesta en obra, amortizaciones, etc...

2.2.1 Evolución histórica.

La primera referencia de este tipo de elementos data de 1906, la firma Bramigk (Anhalt, Alemania)[1] hace uso de un tipo de forjado de hormigón, moldeado alrededor de tubos de hormigón o cerámica, que cubre luces de 4 metros con un espesor de 0.2 metros.

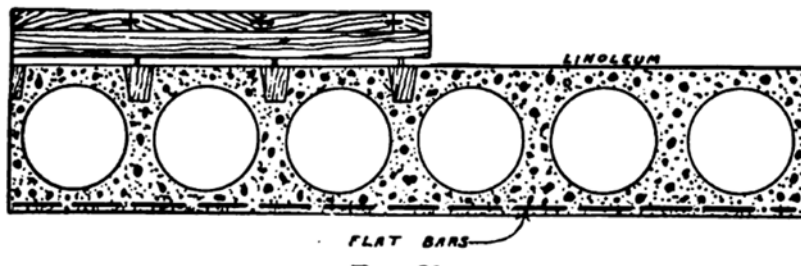


Figura 2-1. Bramigk System 194.

Posteriormente, en los años treinta el alemán Wilhelm Schaefer y un colega de nombre Kuen, establecieron las bases para la realización de un elemento estructural muy similar al que hoy en día se conoce como placa alveolar. Se trataba de una losa estructural configurada por una capa de hormigón aligerado entre dos capas de hormigón armado.

Después de años de intentos y de modificaciones para poder producirla de modo industrial, sobre finales de los años cuarenta y principios de los cincuenta se concretó el sistema "Schaefer". Fueron vendidas licencias de producción a cinco sociedades en Alemania del Oeste, y a una sociedad en Alemania del Este, así como una a una sociedad de los Estados Unidos.

El más importante entre los productores alemanes occidentales introduce por primera vez la precompresión de la placa alveolar en su planta de Buderus'sche Eisenwerke, sita en Burgsolms (Alemania), siendo el cálculo estático de la misma estudiado por el profesor Friedrich de la Universidad Técnica de Graz (Austria).

Sobre el año 1955, dejó de ser empleada la capa de hormigón aligerado, de este modo se construyeron placas alveolares en hormigón monolítico. Con ello se consiguió no penalizar las luces y las capacidades portantes por la escasa capacidad a cortante del hormigón en masa.

En esos mismos años, la sociedad americana que había adquirido la patente del sistema Schaefer, introduce la precompresión y se desarrolla hasta tal punto el producto que se patenta bajo el nombre “Spancrete”.

El sistema Spancrete se configura como una máquina moldeadora fijada sobre una grúa pórtico, de este modo la producción es continua por estratos, uno sobre otro, separados por una lámina plástica. El sistema de producción hace que la planeidad de la superficie no sea excelente, pero si resulta aceptable para edificios de aparcamiento de vehículos, como son habituales en los Estados Unidos.

Dado el sobre coste de la manufactura de placas apiladas, se dispone superpuesta a la grúa de pórtico una máquina fija de corte con discos de diamante que proporciona corte y remoción de las placas alveolares.

Posteriormente, el ingeniero Max Gessner de Lochham (Munich de Baviera), en 1955, idea la máquina de vibrado de chorro simple. Este sistema se difunde profusamente en el mundo. Desde el punto de vista geométrico, los alveolos se caracterizaban por tener una sección oblonga. La sociedad tedesco-occidental Max Roth Kg y Weiler Kg, adquiere la patente en 1957.

Gessner en 1961 inició la gradual difusión en Europa y en el mundo de la placa alveolar producida por vibrado.

De forma paralela, en 1960 en Canadá la sociedad Spirroll desarrolló una original máquina para producir placas alveolares con tornillos sin fin que extruían el hormigón. Mediante este nuevo procedimiento constructivo, el hormigón era compactado y vibrado de forma cilíndrica con una baja relación de agua/cemento y los alveolos se caracterizaban por tener una geometría de sección circular, que se distinguía de la típica sección oblonga generada por la máquina de vibrado.

Como siempre ocurre con los dualismos competitivos, aunque el procedimiento de extrusión encontró muchos adeptos, sobre todo en el norte de Europa y en muchas zonas del área soviética, el estímulo de conseguir la supremacía de los dos sistemas de producción por vibrado (sistema slip-form) y por extrusión (extrusor), supuso un gran beneficio para el desarrollo de los prefabricados de placas alveolares en todo el mundo.

El mayor impulso dado al desarrollo dimensional de las placas alveolares, proviene del fabricante italiano especializado NORDIMPIANTI-OTM, que desde 1974, centra sus esfuerzos en la construcción de maquinaria vibratoria e instalaciones. En 1987 abordó con éxito la realización de la maquinaria para la producción de una importante serie de placas alveolares de 50, 60, 70 y 80 cm de canto, con una geometría de tres alveolos altos. Cabe destacar que los tres últimos espesores siguen siendo un récord en la actualidad.

La primera referencia que aparece en España de empresa que comercializa placas alveolares, es HORVITEN, empresa con sede en Quart de Poblet Valencia, que dispone

de la primera autorización de uso visada por el ministerio de vivienda a 19 de noviembre de 1967 (Figura 2-2). Destacar que la placa tenía un acho de 40 centímetros, debido a las dificultades tecnológicas que planteaba en dicho momento el pretensar elementos de mayor ancho.

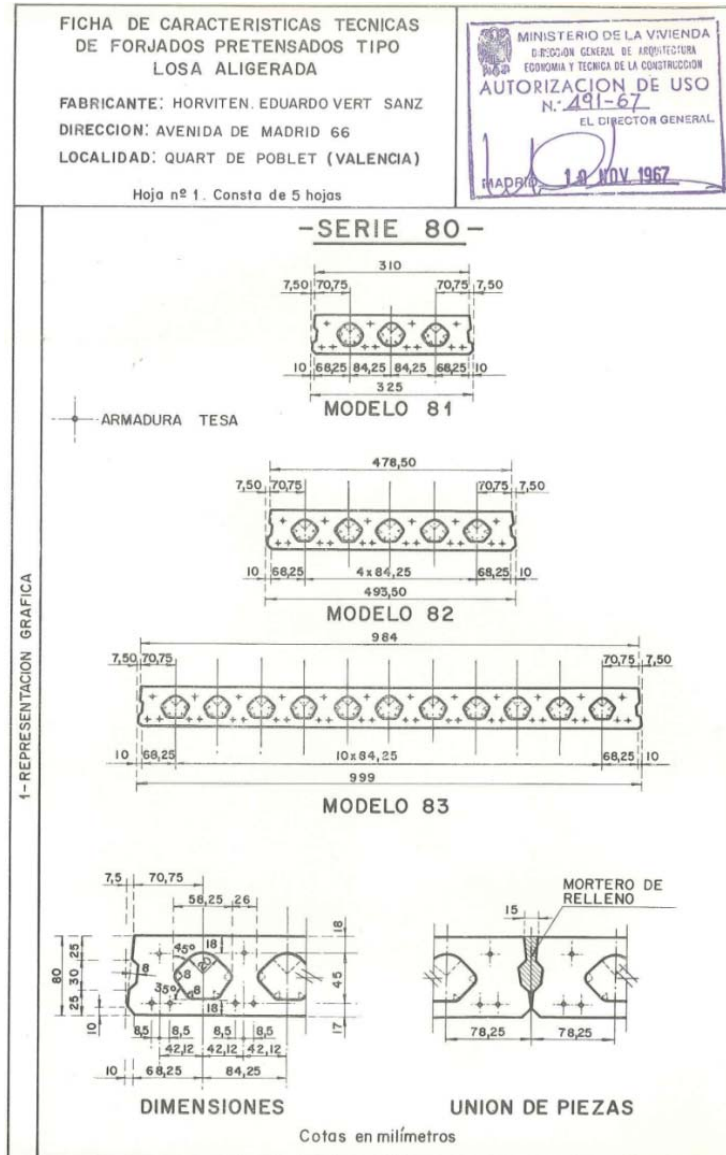


Figura 2-2. Ficha técnica de placa alveolar de 1967. Empresa Horviten.

2.3 LA OPTIMIZACIÓN DE PLACAS ALVEOLARES PRETENSADAS.

Los procesos industriales conllevan una repetitividad en los elementos producidos, así como una precisión en la elaboración de estos, que hace que la búsqueda de la optimización tanto de procesos como de productos, sea muy importante.

El caso de la construcción es diferente, ya que no existe repetitividad, y los medios de elaboración y sistemas de ejecución son menos precisos, debiendo desplazarse los medios de producción, como personal, maquinaria y la propia organización, haciendo muy dificultosa la aplicación de una metodología de optimización.

La necesidad del uso de potentes medios de cálculo, para llevar a cabo la aplicación de métodos de optimización en construcción, hace que estos se apliquen a partir de mediados del siglo XX, y en modelos simples.

La placa alveolar es un elemento de hormigón, así que el primer punto de partida sería conocer el estado general del arte en el ámbito de las estructuras de hormigón de forma general, englobando en el mismo, hormigón armado y pretensado.

Los elementos simples de hormigón armado, vigas y pilares, son el punto donde se inician los estudios orientados a optimización estructural de estos elementos, inicialmente a través de algoritmos directos y en la medida en que la dificultad del problema de optimización a resolver aumenta, se pasa al uso de algoritmos heurísticos.

En el siglo XV, Leonardo da Vinci y Galileo Galilei (Grierson y Adeli [2]) inician la optimización de estructuras, son casos simples donde se buscaba disminuir el peso de la estructura, en los que el material era la madera.

En el siglo XVII Galileo [3] publicó algunos trabajos donde estudió la deflexión de vigas. No se encuentran referencias posteriores hasta el siglo XIX, así en 1869 Maxwell [4] y posteriormente en 1874 Levy[5] retomaron el estudio del caso de estructuras de barras simples. A comienzos del siglo XX fue Mitchel [6] (1904) el que plantea por primera vez un estudio de optimización económica de estructuras de barras.

Un hito importante son los trabajos de Navarrina 1987 [7], que aborda el diseño óptimo de estructuras de arcos y cerchas metálicas, con el objetivo de minimizar el peso, para una situación de carga dada, aunque el resultado de diseño obtenido no fuera construible.

Klein [8] en 1955, le da otro enfoque al problema, defiende la tesis de que los problemas de optimización estructural deberían trazarse como problemas de optimización condicionad. Su aplicación fue posible dado que pronto aparecieron los ordenadores aportando su capacidad de cálculo.

Schmidt [9](1960), acuña el término “síntesis estructural” para referirse a la combinación de elementos finitos en el análisis estructural, con la programación lineal para la optimización matemática. Este método se aplicó teniendo en cuenta la no linealidad de

las variables que configuran el análisis estructural, a través de la linealización del problema, mediante cambios de variable o simplificaciones.

Las técnicas actuales que permiten resolver problemas no lineales se basan en estos métodos simplificados, destacando los criterios de optimalidad propuestos por KKT (Karush [10], Kuhn [11] y Tucker [11]) para la búsqueda del óptimo global. La aplicación de otras técnicas, como los multiplicadores de Lagrange aumentados o el gradiente generalizado reducido, aparecen en la década de los años setenta.

Las técnicas aplicadas, así como la potencia de cálculo de los ordenadores, han sido mejoradas y por tanto se ha aumentado la dimensión de los problemas tratados.

Se pasa a continuación a mostrar los autores que han publicado en el ámbito de la búsqueda de la optimización de estructuras. Agrupados atendiendo al método utilizado para optimizar, por un lado los denominados métodos directos, que a su vez dividiremos en los que su campo ha sido el de los elementos de hormigón armado y el de los elementos de hormigón pretensado; y los métodos heurísticos, dividiéndolo en dos grandes bloques, los estudios sobre estructuras de hormigón y los correspondientes a forjados.

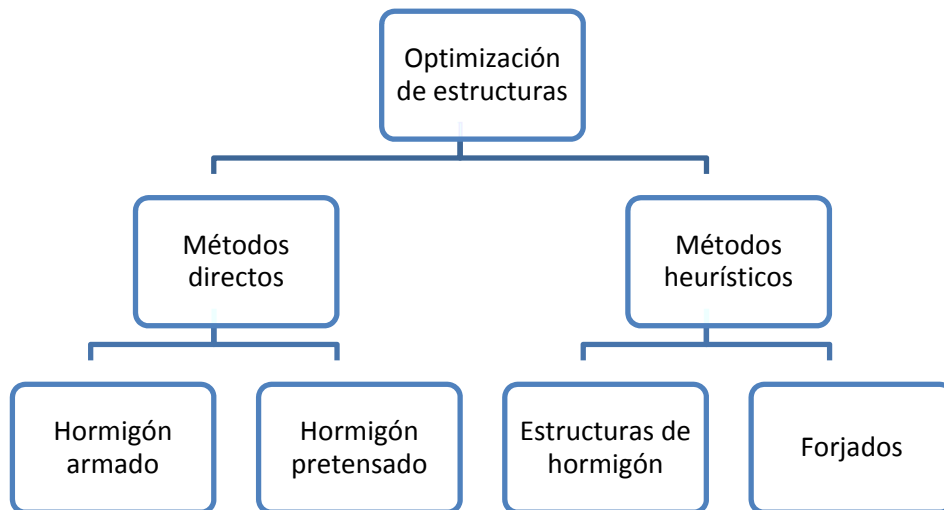


Figura 2-3. Esquema del estado del arte.

2.3.1 Métodos generales.

2.3.1.1 Optimización de estructuras de hormigón armado.

Los autores más significativos de los últimos años que han seguido una línea de investigación sobre su optimización, mediante la aplicación de métodos exactos, son:

En 1972 Terrell [12], configura tablas de diseño de forjados destinadas a ser utilizadas para el diseño de sistemas de placas macizas de hormigón armado. El uso de las tablas de diseño suele conseguir diseños económicos, a través de la comparación de diversas combinaciones de los parámetros que definen el sistema de placas macizas. El diseño económico se basa en el uso de la losa maciza como elemento óptimo, sin olvidar otras consideraciones como los costes de encofrado que también pueden regir el diseño. Las tablas se limitan a los sistemas de losas macizas con relaciones de rigidez entre vigas de apoyo y forjados 0,0, 0,25, 0,5, 0,75 y 1,0.

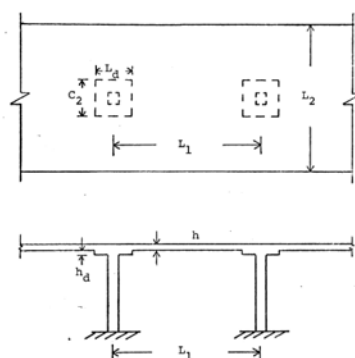


Figure 1. Typical Interior Frame

Figura 2-4. Terrell 1972.

En 1974 Bond [13], propone la aplicación del principio de optimización lineal a los procedimientos para el diseño de edificios de hormigón armado y para tableros de puentes configurados con losas de hormigón pretensado. Hace intentos de búsqueda de óptimos que sean lo suficientemente exactos para fines prácticos sin utilizar análisis estructurales repetitivos, siendo esto particularmente importante cuando se utilizan elementos finitos para la modelización. La variación del peso propio de los elementos en el proceso de búsqueda del óptimo puede hacer variar la dirección de la búsqueda, y este hecho es aún más importante en el análisis mediante elementos finitos. Finalmente se concluye que este método propuesto será válido cuando los ordenadores tengan una capacidad de cálculo mayor.

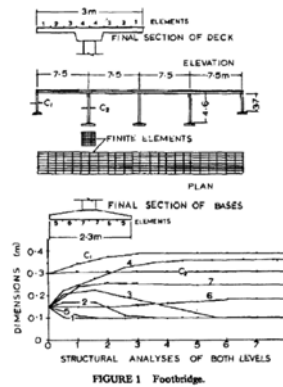


Figura 2-5. Bond 1974.

En 1980 Moragues [14] centra su estudio en las estructuras aporcadas de hormigón armado. El criterio de comprobación, de las secciones rectangulares, son los Estados límites Últimos de resistencia y flexión, sin tener en cuenta el cortante ni el pandeo. La función objetivo para este problema, que únicamente tenía 7 variables, fue el coste de la estructura. Como resultado propone criterios generales de predimensionado para secciones rectangulares.

En 1987 Plaut [15], estudia el caso de vigas de sección uniforme y placas circulares apoyadas sobre suelo elástico. Estudia casos de carga uniforme sobre estos elementos bajo diversas condiciones de contorno en sus extremos. El objetivo es buscar para una rigidez total de cimentación dada, la que minimiza o ajusta más el factor de cumplimiento.

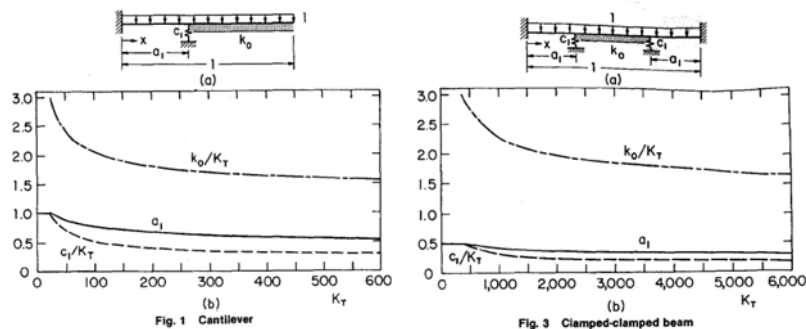


Figura 2-6. Plaut 1987.

En 1988 Prakash [16], indica que en el caso ideal, la optimización debe considerar la estructura en su conjunto y tener en cuenta su coste inicial, costo de mantenimiento y beneficios funcionales. Sin embargo, en la mayoría de los

diseños tal enfoque es demasiado complicado para el uso práctico. Por lo tanto se busca la optimización de los distintos componentes estructurales. La base de la optimización es peso mínimo o costo mínimo. El primero es mejor para edificios de gran altura en la que el mismo componente se repite a diferentes niveles. Para edificios de poca altura el costo mínimo es el mejor criterio para el diseño óptimo de componentes. Los principales factores que deben considerarse son los costos del acero, hormigón y encofrado perdido. El problema se simplifica considerablemente si no se tiene en cuenta este último. El correcto tratamiento de la relación de costo de acero respecto a la cantidad de hormigón, se muestra como una variable que permite la obtención de los diseños óptimos. Se estudian casos de vigas planas y descolgadas en T, así como de columnas con carga excéntrica

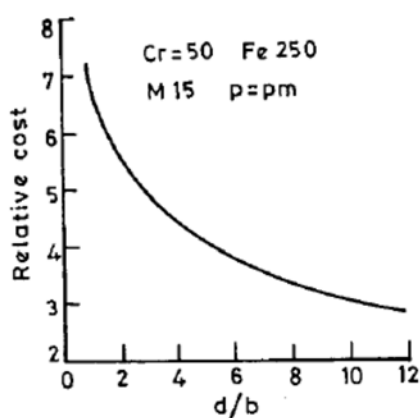


Fig. 1. Cost variation with d/b for SRB.

Figura 2-7. Prakash 1988.

En 1989 Karihaloo [17], presenta un trabajo de búsqueda de diseños óptimos, peso mínimo, de pórticos planos bajo múltiples cargas. Los casos de carga tenidos en cuenta se configuran en cargas concentradas y distribuidas, así como el peso propio. La condición impuesta es que la carga axil, los esfuerzos cortantes, la deformación transversal máxima y la carga de pandeo no deben superar los límites marcados bajo cualquier combinación de cargas. Sin embargo, con el fin de simplificar el procedimiento de solución y obtener diseños que sean factibles en la práctica, la variación de la masa (rigidez) a lo largo de las barras se limita a splines (curvas regladas) de orden cero, uno o dos. Dentro de estas limitadas clases de variación, el problema de optimización se reduce a una programación no-lineal del problema cuya solución es buscada por varios métodos. El problema

de optimización matemática puede reducirse a un problema de programación no-lineal (NLP). Este proceso de reducción se ve facilitada por la aplicación del criterio minimax variacional a las tensiones diferenciales. La solución de la NLP es buscada a través de diversos métodos: programación convexa secuencial con movimientos limitados; programación lineal secuencial con movimientos limitados; minimización secuencial técnica sin restricciones (SUMT).

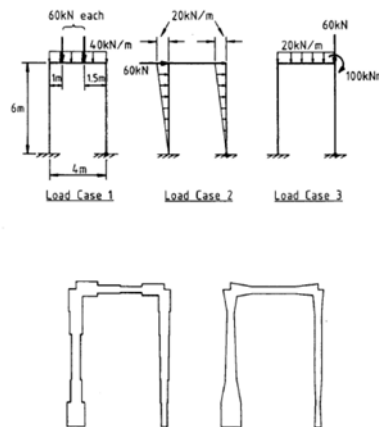


Fig. 4. Minimum-weight design of a portal frame subject to multiple load system as shown plus self-weight. All members are rectangular in cross-section with constant depth $h = 0.8$ m, i.e. $n = 1$.

Figura 2-8. Karihaloo 1989.

En 1989 Arenas y Villegas [18] abordan el análisis y dimensionamiento de las pilas del viaducto de Cuzul. El método de análisis no-lineal simple considerado se basa en la aplicación de un modelo lineal para la deformabilidad-respuesta del elemento pila, con su doble no linealidad, la geométrica y la mecánica. Esta respuesta se obtiene en cada pila teniendo en cuenta en una serie de secciones representativas los diagramas Momento–Curvatura. Finalmente presentan la distribución, entre las diferentes pilas, de las fuerzas transversales debidas a la acción del viento sobre el viaducto, así como las fuerzas longitudinales debidas a la deformación impuesta por el tablero, y el reparto de la acción de las fuerzas de frenado.

En 1991 Kanagasundaram [19], busca el coste mínimo de la estructura de hormigón armado, cumpliendo los requisitos de estabilidad, resistencia, facilidad de montaje, durabilidad y resistencia la fuego contempladas en la norma australiana AS3600-1988. El problema del coste mínimo se plantea como un problema de programación no-lineal cuya solución se trató mediante dos técnicas de programación una lineal secuencial (SLP) y otra denominada de programación

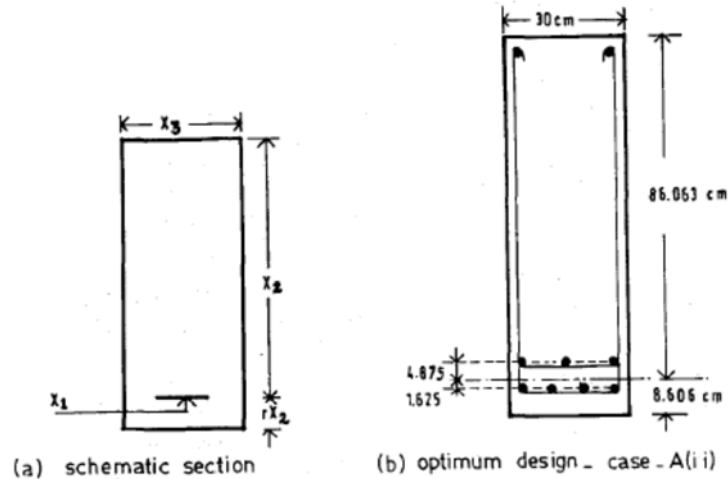


Figura 2-10. Chakraberty 1992.

En 1993 Hannan [22], estudia una estrategia para seleccionar el volumen mínimo para una cimentación de hormigón armado capaz de soportar una estructura bajo la acción de viento. Se plantea un modelo de diseño matemático de estos sistemas con las restricciones que aseguran que no existe vuelco y que la tensión transmitida al apoyo no exceda la admisible, así como el agotamiento del elemento de hormigón. Las soluciones óptimas se obtienen aplicando un algoritmo de gradiente conjugado con funciones parabólicas de penalización. Los resultados indican que, para las estructuras de carga ligera, el diseño óptimo de zapata tiende a ser un pozo (gran profundidad con relación al canto), mientras que para una estructura con un mayor nivel de carga el diseño óptimo es más "placa" (gran longitud en relación al canto).

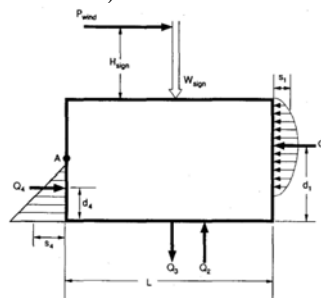
Fig. 2 Reactions in footing and surrounding soil. (From The Southern Building Code, 1973 $d_1 = .67d$ and $d_2 = .1d$)

Figura 2-11. Hannan 1993.

En 1994 Cohn y Dinovitzer [23] presentan un trabajo con dos objetivos, por un lado catalogar los ejemplos de optimización publicados hasta la fecha, del orden de

unos 301 ejemplos, indicando las comprobaciones realizadas; y el segundo objetivo dada la complejidad matemática derivada del planteamiento de la optimización, cuando es la misma necesaria. Así proponen que la optimización debe ser considerada desde los puntos de vista estructural y matemático, indicando que se debería hacer uso de métodos heurísticos, puesto que un porcentaje de los problemas resueltos aplican métodos exactos. Destacan que predominan los trabajos teóricos sobre las aplicaciones estructurales prácticas o de interés.

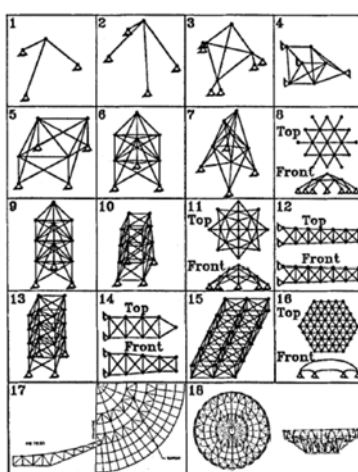


FIG. 4. Space Truss Examples

Figura 2-12. Cohn y Dinovitzer 1994.

En 1997 Balling y Yao [24] optimizan pórticos tridimensionales de vigas y pilares de hormigón armado, de sección rectangular. La función objetivo son los costes del material, fabricación, de transporte tanto del hormigón como del acero de refuerzo. Esta optimización se plantea con tres filosofías diferentes. El primer método es el método exacto, siendo las variables de diseño las dimensiones de los pórticos y las cuantías de armadura necesarias en las secciones críticas. En el segundo método se subdivide el problema de optimización en un problema de “optimización del sistema”, aplicando SA, es decir, se obtienen dimensiones de los elementos, anchos y canto; y un problema de optimización individual de los elementos, donde se obtienen disposiciones y diámetros de las barras de refuerzo. Por último se plantea la opción de un nuevo método simplificado, indicando que existe una correlación entre armadura mínima y capacidad resistente de la sección, convirtiendo esta restricción en una ecuación más de resolución directa y por tanto se elimina el armado como incógnita. Finalmente indican que este método es dos veces más rápido que el exacto para pórticos pequeños y muchas veces más para

pórticos grandes. Otra indicación es que los menores costes son los obtenidos con la aplicación del método multicriterio, pero la ganancia se sitúa sólo en el 2%.

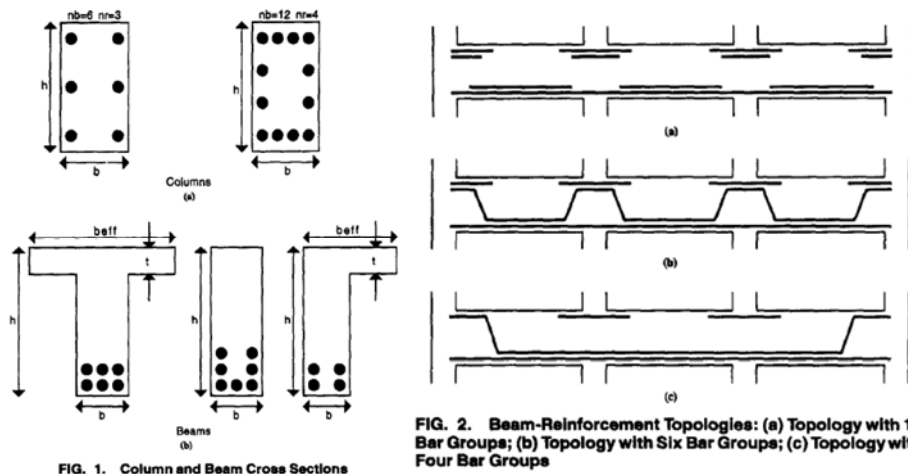


FIG. 1. Column and Beam Cross Sections

FIG. 2. Beam-Reinforcement Topologies: (a) Topology with 12 Bar Groups; (b) Topology with Six Bar Groups; (c) Topology with Four Bar Groups

Figura 2-13. Balling y Yao 1997.

En 1999 Fadee [25], presentan un método para obtener un diseño óptimo de encepados de hormigón armado para pilotes. Las variables de diseño son las dimensiones del encepado, el área de los refuerzos longitudinales y transversales del encepado y el diámetro de los pilotes. El método parte de fijar el número de pilotes, y una vez fijado el mismo se reparte la carga axial transmitida por el pilar de forma proporcional a los pilotes dispuestos, para fijar entonces la reacción efectiva de cada pilote. El diámetro del pilote se obtiene a partir de la reacción efectiva con la condición que la tensión en la cabeza del mismo no supere la tensión máxima admisible. Se aplica un sistema secuencial de operaciones cuadráticas (SQP) para minimizar el coste del hormigón y acero requerido por el conjunto estructural.

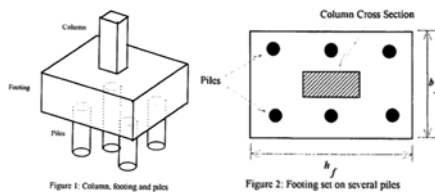


Figure 1: Column, footing and piles

Figure 2: Footing set on several piles

Figura 2-14. Fadee 1999.

En 2000 Rizzo [26], se acerca a la búsqueda exhaustiva del diseño óptimo de estructuras de hormigón armado (RC), sometidos a cargas cuasi estáticas externas variables y repetitivas que permiten plantear la búsqueda exhaustiva o la adaptación,

cuando las restricciones se imponen sobre los momentos de flexión y / o los parámetros de deformación, con el fin de simular el ductilidad limitada a la flexión del material, en presencia de tensión combinada, flexión y compresión. Se presenta un nuevo algoritmo de cálculo, denominado estrategia de evolución. Este algoritmo, derivado de la analogía con la evolución biológica, se basa en operadores que de forma aleatoria aportan valores a las áreas de los refuerzos de acero en cada sección transversal RC de la estructura, como variables de diseño de tipo discreto, y para utilizar aproximaciones no-lineales refinadas de los diagramas de diseño de capacidad a momento-axil (M-N) de cada sección transversal RC.

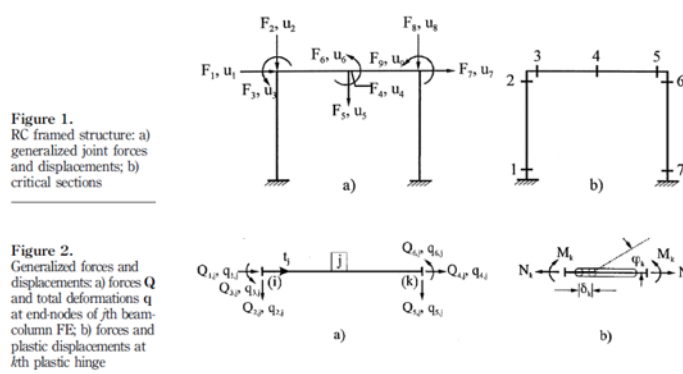


Figura 2-15. Rizzo 2000.

En 2003 Ferreira [27], aborda para una viga en T trabajando a flexión, la optimización del área de refuerzo de acero y la localización de acero en la misma. Se obtienen las expresiones que dan el equilibrio de una sección en T o doble T en las diferentes etapas definidas por el comportamiento no-lineal de acero y el hormigón. El comportamiento bajo estado límite último del material se define de acuerdo a los códigos de diseño, tales como EC2 y el Código Modelo de 1990. El propósito de este trabajo es obtener el diseño óptimo analítico de la armadura de una sección T, en términos de capacidad a estado límite último.

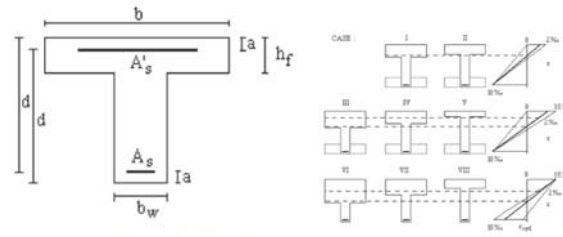


Fig. 1. Geometry of the doubly reinforced T-section.

Fig. 5. Different cases considered in the computation of the resulting load.

Figura 2-16. Ferreira 2003.

En 2003 Torrano [28] optimiza secciones de geometría libre, con cualquier distribución de armado. La función objetivo es el coste total, que es la suma del coste del hormigón, del acero y encofrado de todos los elementos de la estructura. El número de variables es 42, y las restricciones impuestas son las solicitaciones normales y tangenciales, la cuantía mínima de armadura longitudinal, transversal y restricciones en los desplazamientos. La optimización se basa en un algoritmo de programación matemática no lineal, basado en programación cuadrática. Este método permite alcanzar diseños más óptimos que los obtenidos con la aplicación de otros métodos.

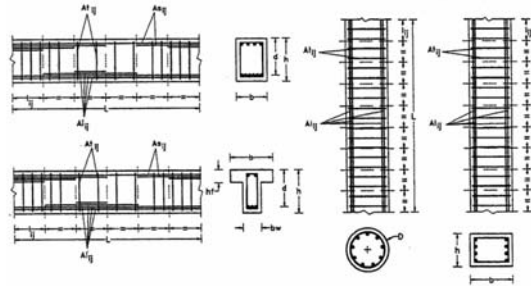


Figura 1 Variables de diseño de propiedades y de armado para los distintos elementos estructurales considerados

Figura 2-17. Torrano 2003.

En 2004 Bayramov [29], presenta una investigación cuyo objetivo es optimizar los parámetros de fractura de hormigones reforzados con de fibras de acero, para obtener un comportamiento más dúctil que el del hormigón en masa. Se investigaron mediante la medición de la energía de fractura (GF) y la longitud característica (I_{ch}), los efectos de la relación de aspecto (L / D) y la fracción de volumen de fibras de acero (V_f) en las propiedades de fractura de hormigón en flexión. Para la optimización se utilizaron tres niveles de diseño factorial completo y el método experimental de superficie de respuesta. Los resultados muestran que son muy significativos los efectos derivados de las variaciones en la fracción del volumen de fibras, la relación de aspecto en la energía de fractura y la longitud característica.

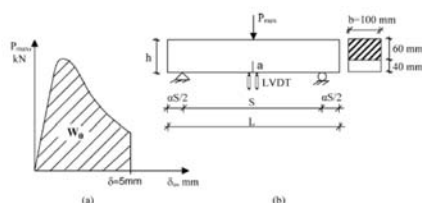


Fig. 2. Schematic representation of the evaluation of fracture energy (a), and test setup (b).

Figura 2-18. Bayramov 2004.

En 2005 Rodrigues et al [30] optimizaron los pilares de un edificio de 16 plantas bajo acciones gravitatorias y horizontales. La comprobación del mismo se realiza en base al código brasileño NBR-6113 (2003). Los autores establecen un algoritmo multinivel, por un lado el nivel global con una función objetivo de minimización de costes y un nivel de restricciones a cumplir, tanto de cuantías mínimas, como de desplazamientos globales de estructura, así como de la capacidad a nivel de sección, obviando la comprobación de cortante en las secciones. El corolario final es que el algoritmo sitúa secciones mayores en la parte inferior y menores en la superior.

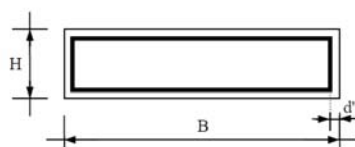


Figure 1. Distribution of the steel reinforcement in the cross-section of the column.



Figure 2. Floor plan of the 16-story building (Rodrigues et al 2005)

Figura 2-19. Rodrigues et al 2005.

En 2006 Zou [31], desarrolla una metodología de optimización basada en la fiabilidad de la optimización del diseño (RBDO), diferenciando la optimización y el análisis de la fiabilidad en las iteraciones de las formulaciones en las que se encuentran anidadas. Esto se logra mediante la aproximación a las limitaciones de fiabilidad en base a los resultados de fiabilidad del análisis. El enfoque propuesto no utiliza análisis inverso de primer orden en el análisis de fiabilidad, tal como lo hacen otros métodos existentes desconectados, hace uso del análisis de fiabilidad directa. Esta estrategia permite un enfoque modular y el uso de métodos más precisos, incluidos los de la simulación Monte-Carlo (MCS), basados en métodos de restricciones de confiabilidad no-lineales, donde la aproximación de primer orden puede no ser exacta. La eficiencia de la propuesta del enfoque RBDO se mejora aún más mediante la identificación de las limitaciones de fiabilidad potencialmente activos al comienzo de cada análisis de fiabilidad.

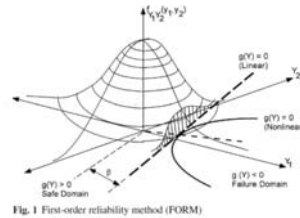


Figura 2-20. Zou 2006.

En 2007 Hong [32], estudia el mantenimiento, reparación y rehabilitación (MR & R) óptima de tableros de hormigón para puentes. Aplica el modelo de evaluación de mantenimiento, reparación y rehabilitación (MEMRRES) propuesto por el mismo en su tesis doctoral en 2003.

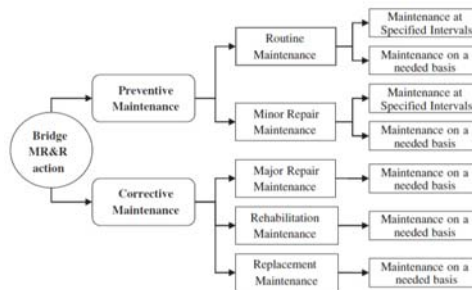


Fig. 1. Classification of bridge MR&R actions.

Figura 2-21. Hong 2007.

En 2007 Aschheim [33], estudia los dominios de diseño óptimos para determinar el refuerzo de secciones rectangulares de hormigón armado bajo axil y flexión, de acuerdo a lo dispuesto en el Eurocódigo 2. Se identifican las características de las soluciones óptimas de refuerzo para cada dominio, establece las expresiones analíticas para los límites de los dominios, y un procedimiento de solución de dos etapas para la determinar el refuerzo superior e inferior requerido para resistir una combinación arbitraria de carga axial y momento. El enfoque de diseño de dos pasos proporciona una solución directa para el refuerzo óptimo y requiere menos cómputo que el enfoque de obtención del refuerzo a través de los ábacos de diseño tradicionales. Las soluciones de refuerzo óptimo permiten un ahorro significativo en las cuantías de acero de refuerzo.

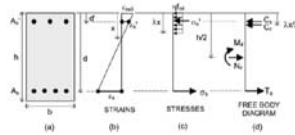


Fig. 1. Sketch defining terms for ultimate strength analysis per Eurocode 2.

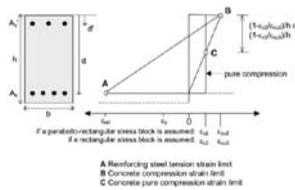


Fig. 2. Possible strain distributions in the ultimate limit state.

Figura 2-22. Aschheim 2007.

En 2007 Díaz [34], el principal objetivo de la tesis fue presentar un método que considerara adecuadamente el complejo comportamiento constitutivo del hormigón armado (HA) en el diseño, comprobación y dimensionamiento de estructuras 2-D sometidas a solicitaciones generales de los elementos tipo losa. Para ello se estudiaron los estados de laja (extensión) y de losa, que incluye el conjunto de esfuerzos de extensión y de flexión (placa). El procedimiento presentado es capaz de considerar distintos casos de disposición de armaduras, malla oblicua y familias múltiple de armado, que suelen aparecer en la práctica profesional. El planteamiento de la tesis se lleva a cabo en dos líneas paralelas para tratar los casos de losas y lajas de HA. Inicialmente se presenta un breve resumen del estado del arte de los principales métodos propuestos para el cálculo de cada uno de estos tipos de elementos, así como de los modelos constitutivos desarrollados para simular el comportamiento 2D del HA. A continuación se describe un procedimiento que permite simular, a nivel de elemento diferencial 2-D, la relación esfuerzos-deformaciones, es decir, las matrices constitutivas de la laja y de losa de HA. Como aplicación de este procedimiento se propone un método de dimensionamiento basado en la minimización de la cuantía total de acero que es necesario disponer para resistir con seguridad un determinado conjunto de esfuerzos conocidos “a priori”. Finalmente, se implementa la matriz constitutiva, obtenida anteriormente, dentro de una programación de elementos finitos para llevar a cabo un cálculo coherente de esfuerzos considerando el comportamiento real del material. El modelo teórico ha sido íntegramente programado en lenguaje matemático MatLab. En el trabajo se presentan un conjunto de ejemplos prácticos que reflejan la potencia y capacidad del modelo para analizar los diferentes tipos de elementos bidimensionales, es decir, lajas, losas y membranas, y se valora la forma en que es tratado el cálculo de este tipo de estructuras en la distintas normativas referentes a estructuras de HA.

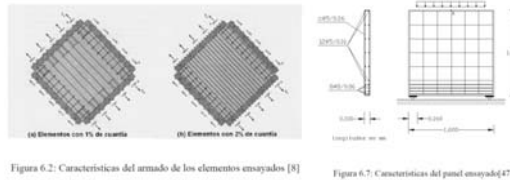


Figura 2-23. Diaz 2007.

En 2008 Kwak [35], presenta un nuevo enfoque al construir un sistema de dos fases. Una primera de construcción de una base de datos de secciones de vigas y pilares de hormigón armado, que se organizan en base a su capacidad resistente con el fin de alcanzar un diseño óptimo de la estructura de hormigón armado. Todas las variables de diseño de una sección RC están interconectadas por una variable de diseño representativa, que es el número identificativo de la sección. En una segunda, y seleccionada una sección de la base, se calcula la estructura, si la sección propuesta cumple, se acepta, de no ser así la solución no estará lejos en la base de datos de sección, por lo que se busca y selecciona. Sigue un método de búsqueda directa que mediante algoritmos de optimización discreta, buscan rápidamente una solución óptima. Por tanto, desde un punto de vista práctico, el problema puede ser definido como la optimización de elementos RC con variables discretas en vez de con variables continuas.



Fig. 9. Flowchart for determining continuous solution of RC column.

Figura 2-24. Kwak 2008.

En 2008 Geyer [36], propone que la optimización a menudo se centra sólo en la variación de los parámetros dejando de lado la consideración de sistemas alternativos, sin embargo, la reordenación de los componentes de un diseño ofrece una mejora importante. Propone optimizar el diseño introduciendo un enfoque multidisciplinar para la optimización del diseño (MDO). Se lleva a cabo la vinculación de las características cualitativas al análisis cuantitativo del modelo de estructura, así a los componentes se les asignan cualidades arquitectónicas, los

recursos económicos y ambientales, tales como los costos y el consumo de energía y por lo tanto se añaden parámetros no numéricos a las características cualitativas dentro de la optimización numérica. El enfoque se ha desarrollado con la ayuda de un diseño de edificios basados en pórticos y demuestra las modificaciones del sistema del modelo de optimización bajo un conjunto de reglas específico. El conjunto de reglas se centra en el diseño estructural, pero considera que los efectos de las otras disciplinas esenciales implicados en el caso de diseño.

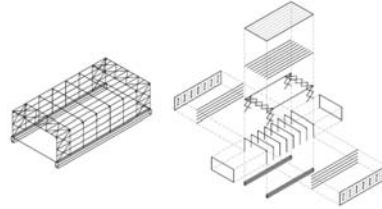


Fig. 1 Exemplary design of a hall

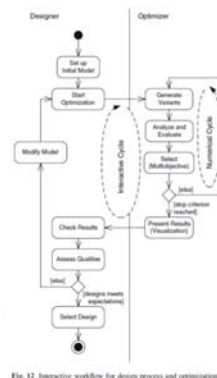


Fig. 12 Interactive workflow for design process and optimization

Figura 2-25. Geyer 2008.

En 2009 Narashiman [37], indica que el diseño de la durabilidad de estructuras de hormigón se basa tradicionalmente en los requisitos implícitos y preceptivos de los materiales, componentes materiales y las dimensiones estructurales. Con el uso de dichas normas, no es posible visualizar una relación explícita entre una mayor durabilidad durante la vida útil de una estructura y determinar lo que constituye una durabilidad aceptable a un coste óptimo. Se presenta en este documento un procedimiento de diseño de durabilidad explícito para el diseño de elementos estructurales de hormigón armado. El procedimiento trata de integrar directamente las consideraciones de durabilidad en el proceso de diseño estructural, al tiempo que garantiza la optimización de toda la vida útil. La evaluación de la durabilidad se hace sobre la base de la vida de servicio que se determina basándose en el principio del cumplimiento los estados límite definidos - un concepto comúnmente utilizado en el diseño estructural. Se tienen en cuenta la durabilidad considerándola corrosión del refuerzo inducida por la entrada de cloruro del agua de mar. La vida de servicio decide la magnitud y el calendario de los futuros costos incurridos durante la vida útil de la estructura. Se examinan las ventajas y desventajas entre los costos iniciales y los costos futuros para determinar la alternativa óptima de diseño desde una perspectiva de coste del ciclo de vida. También se evalúa la influencia del diseño y diversas variables de entorno en el coste del ciclo de vida y por lo tanto la durabilidad de la estructura.

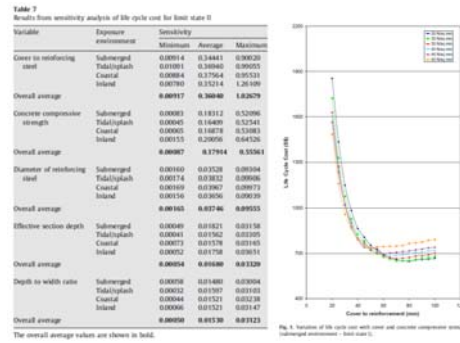


Figura 2-26. Narashiman 2009.

En 2009 Biondini [38], presenta un enfoque de la optimización de hormigón armado (RC), basado en la fiabilidad de las secciones transversales en un entorno agresivo. El rendimiento a lo largo de la vida útil de la estructural se evaluó mediante el uso de una metodología general para el análisis en el tiempo de las estructuras de RC objeto de ataques por difusión de los agentes agresivos a la corrosión de la armadura. La optimización vida probabilística se formula en el plano transversal, y está destinada a minimizar el coste del material bajo una restricción dependiente del tiempo en la fiabilidad estructural. El problema de optimización se resuelve mediante la combinación de un método de optimización de gradiente discreto en una simulación de Monte Carlo. Los resultados obtenidos demuestran que en un diseño para la vida útil orientado a la cuantía que la posición de la armadura de acero y el valor del recubrimiento de hormigón, juegan un papel crucial para el logro óptimo del rendimiento estructural con relación a la vida útil.

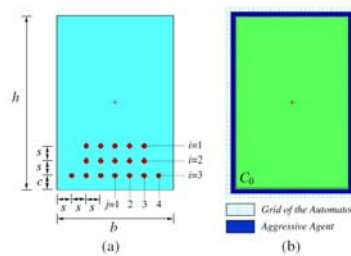


Fig. 2. Design model of the concrete cross-section. (a) Geometry of the cross-section and symmetric layout of the reinforcing bars ($i, j, i = 1, \dots, 3, j = 1, \dots, 4$). (b) Grid of the cellular automaton and location of the aggressive agent.

Figura 2-27. Biondini 2009.

2.3.1.2 Optimización de estructuras de hormigón pretensado

Los primeros trabajos en el tema aparecen en la década de los años 60, y la función objetivo era obtener el pretensado mínimo para un nivel de carga y una geometría dada de la sección. El pretensado era determinado a través del equilibrio de flechas (Lin [39]),

o a nivel de sección equilibrando esfuerzos y tensiones (Brotchie [40]). A continuación se enumeran los trabajos más significativos en sus aportaciones a la optimización de estructuras de hormigón pretensado, hasta la fecha actual.

En 1966, Torres et al. [41] estudian la optimización de un tablero de puente de vigas pretensadas. La función objetivo consideraba el coste de transporte, así como la colocación de las vigas. La técnica multinivel planteada contemplaba dos fases, en una primera se buscaba el número de vigas y su canto, y en una segunda la fuerza de tesado, así como la posición de los cables.

En 1971 Goble y Lapay [42] con la aplicación de un método de gradiente proyectado optimizaron el coste de vigas prefabricadas pretensadas con sección en T. La función objetivo incluía los precios del hormigón, acero activo y pasivo y del encofrado. Al igual que en trabajos posteriores, se indica que la solución óptima no está relacionada directamente con el precio de los materiales.

En 1972 Johnson Jr. [43] busca la configuración óptima de vigas y del pretensado de un tablero, a través de la implementación de un software. Para esto se realiza la comprobaciones de estados límites de flexión y cortante, armadura pasiva y flecha. Este software no incluía ninguna función objetivo basada en los costes.

En 1973 Kirsch [44] plantea una programación lineal para estudiar la configuración de tendones en secciones de geometría libre. El método se basa en la transformación de las variables de diseño. Este trabajo es posterior al realizado en 1972, donde inicialmente se estudiaba el caso de una viga continua de dos vanos. Considera el trazado del cableado como una variable de decisión.

En 1976 Naaman [45] plantea la optimización de secciones como un método directo, el objetivo es el menor coste, y dado que el precio y volumen de hormigón es muy superior al acero la optimización se transforma en la búsqueda del volumen mínimo de hormigón en la sección. Los elementos estudiados son vigas biapoyadas de sección rectangular pretensadas.

El 1978 Ramamurthy [46] optimizan losas pretensadas unidireccionales, similares a las tratadas por Naaman, con un procedimiento de programación geométrica

generalizada (GGP). Las variables tenidas en cuenta son el canto de la losa y la armadura activa, teniendo en cuenta, además, el armadura pasiva de flexión en caso de ser necesaria. Se estudia la influencia de los costes relativos entre los materiales. Se concluye que las variaciones de los costes de los materiales no alteran las cuantías de acero óptimas, ni el coste óptimo, en la línea sugerida por Goble y Lapay.

En 1984 Cohn y MacRae [47], haciendo uso de la optimización de direcciones conjugadas factibles, desarrollan un software de cálculo (OSCON) para secciones de vigas en T, o doble T, y hormigón armado, pretensado o parcialmente pretensado. La función objetivo es el coste, teniendo en cuenta el precio de los materiales. Se aplican las restricciones de tensión y fisuración (incluyendo la fatiga), flechas y contraflechas, aperturas de fisura, resistencia última a flexión, comprobaciones de ductilidad, y armados mínimos.

En 1984 Saouma y Murad [48], aplican un método cuasi-Newton del IMSL a la optimización de vigas con secciones doble T con armadura pretesa. Son nueve las variables del problema, considerando las relativas al área de los materiales. No se tiene en cuenta restricciones en el problema, pero se aplican funciones de penalización. El estudio se realiza para vigas de 6 a 42 metros de luz.

En 1985 Jones [49] aborda la optimización económica de vigas pretesas prefabricadas de sección cajón. La técnica empleada es programación entera, obteniendo de este modo óptimos locales. Sobre una geometría de sección fija y un patrón de armado de tendones fijos, las variables son el tipo de hormigón, el número de tendones y la cantidad de los mismos a disponer oblicuos. Se plantea una función objetivo que considera los costes de los materiales. Las restricciones son las correspondientes a los Estados Límites últimos y de servicio.

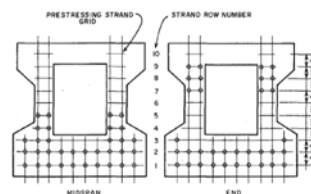


FIG. 1.—Midspan and End Section of Typical Precast Prestressed Concrete Beam

Figura 2-28. Jones 1985

En 1991 Samartín y Utrilla [50] optimizan losas pretensadas de sección transversal trapezoidal. La técnica aplicada es la programación lineal, y el objetivo obtener el pretensado mínimo, siendo las restricciones consideradas las relativas al Estado Límite de Servicio de tensiones.

En 1992 Erbatur et al.[51], estudian la optimización de vigas biapoyadas de hormigón pretensado, con cuatro tipologías posibles es de secciones. La técnica empleada es el método simplex y la función objetivo es el peso y coste. Las restricciones son las relativas al cumplimiento de los Estados Límites últimos y de Servicio. Como variables sólo tienen en cuenta el ancho de la sección y la fuerza de pretensado.

En 1993 Lounis y Cohn [52, 53], la técnica aplicada es el algoritmo lagrangiano, para una optimización multiobjetivo de un tablero de vigas prefabricadas pretensadas. La función objetivo aúna la minimización del coste total y la contraflecha inicial. Las restricciones impuestas son los Estados límites de Servicio y Últimos. Establecen la frontera de Pareto con las soluciones obtenidas.

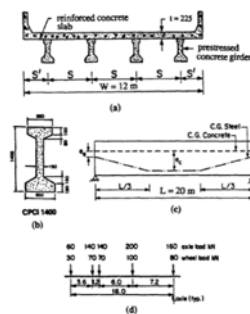


FIG. 2. Example 2: (a) Bridge Cross Section; (b) Girder Cross Section; (c) Tendon Layout; (d) OHBDC Truck Load

Figura 2-29. Lounis y Cohn 1993.

En 1994 Cohn y Lounis [54], aplicando una optimización multicriterio y multinivel, en un primer nivel aplican una técnica de algoritmos lagrangianos y en un segundo nivel técnicas de búsqueda guiada, para la optimización de la tipología de puentes, a seleccionar entre un catálogo de cinco configuraciones posibles. Se utilizan una o varias funciones objetivo, de coste y geométricas. También proporciona información relativa a cuantías de acero, disposiciones geométricas, esbelteces y estados límites activos en el óptimo. Para luces inferiores a 50 m., los tableros con vigas I y las losas aligeradas, resultan ser los más económicos.

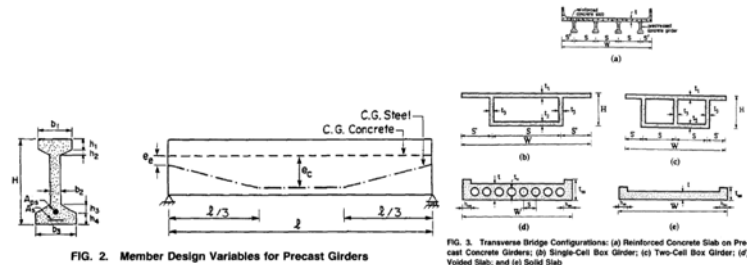


FIG. 2. Member Design Variables for Precast Girders

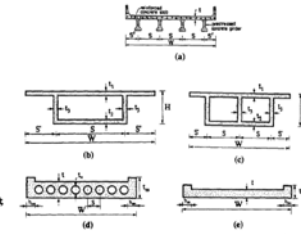


FIG. 3. Transverse Bridge Configurations: (a) Reinforced Concrete Slab on Precast Concrete Girders; (b) Single-Cell Box Girder; (c) Two-Cell Box Girder; (d) Voided Slab; and (e) Solid Slab

Figura 2-30. Cohn y Lounis 1994.

En 1995 Al-Gahtani et al. [55] presentan un software para la optimización de vigas continuas pretensadas (PCBDOS). Son 30 las variables consideradas para el caso de viga de dos vanos. La configuración geométrica de las secciones transversales propuesta, permite haciendo nulas algunas de las mismas, llegar a geometrías rectangulares, en T y en I, incluso en cajón, que son las secciones más comunes del mercado. Se emplean restricciones correspondientes a estados límites de tensiones y fisuración, flexión en rotura y cuantías mínimas. Obtiene resultados análogos a los obtenidos para vigas biapoyadas por Cohn y MacRae, en los que son más económicas las soluciones para pretensado parcial que aquellas en las que se plantea un pretensado total. El corolario final establece que la función objetivo debe ser el coste, y no el peso o el volumen de los materiales.

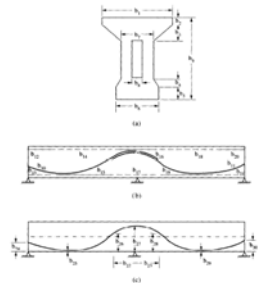


Fig. 1. Design variables of the proposed model. (a) Connection geometry. (b) Connection area of reinforcement. (c) Tendon profile geometry.

Figura 2-31. Al-Gahtani et al 1995.

En 1996 Aparicio et al. [56] a través de un software obtienen diseños automatizados de puentes de carretera resueltos con hormigón pretensado. El software establece la tipología más adecuada en cada caso, considerando varios tipos de puentes losa, cajón o de vigas prefabricadas I. Se presenta un ejemplo diseñando completamente un puente de 4 vanos de 60-115-115-60 m de luz a partir de los datos relativos a luces, definición de superestructura, alturas de pilas y estribos, modo de construcción y datos sísmicos. Este tipo de programas permite obtener soluciones diferentes para una estructura en particular, siendo una ayuda

significativa en la toma de decisión del diseño del puente más adecuado en cada caso.

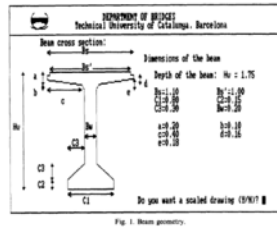


Figura 2-32. Aparicio et al 1996.

En 1997 Lounis et al. [57] abordan el diseño óptimo de vigas prefabricadas pretensadas, para ser empleadas indistintamente en tramos isostáticos y en continuos, aplicando el lagrangiano proyectado. Para resolver los tramos continuos, plantean un postesado en obra o la disposición de armadura pasiva. Analizan mediante un software de optimización no-lineal, diferentes colecciones de vigas, y concluyen que las vigas con forma de bulbo en la parte inferior se adaptan mejor a los tramos continuos que las vigas en I cuasi-simétricas. Por último, proponen una nueva colección de vigas con bulbos, que se adaptan mejor al postesado en tramos isostáticos y en continuos.

En 1997 Krakovski [58], demuestra cómo la teoría del diseño experimental junto con el principio de dividir las variables pueden ser aplicada a la optimización de estructuras de hormigón armado. Las ventajas de este enfoque son la sencillez y versatilidad. La optimización es llevada a cabo de forma interactiva. Los conjuntos de variables son especificados de forma manual, mientras que la mayor parte de los cálculos se realiza con software comercial (SAP90). De esta manera, la parte intuitiva y las decisiones técnicas pueden ser incorporadas en el proceso de optimización.

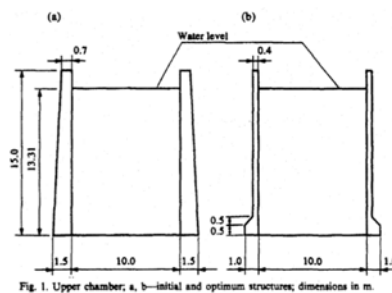


Figura 2-33. Krakovski 1997.

En 2010 Hernández et al. [59] presentan un software para optimizar vigas pretesas de los tableros de puentes de carreteras, donde el usuario propone de un modo muy sencillo las dimensiones de las vigas y obtiene el trazado de los tendones (en tres niveles) que requieren la menor fuerza de tesado. La optimización del trazado del pretensado está formulado como un problema de formulación lineal. El software dispone de una salida gráfica para la generación de planos. Este software también se puede aplicar para tableros tipo losa.

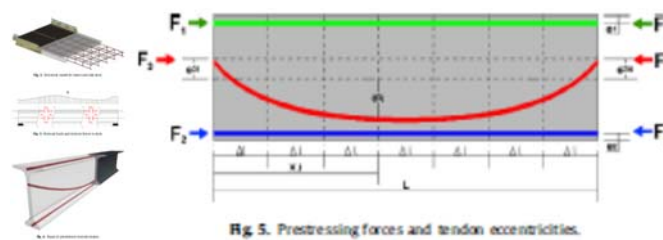


Figura 2-34. Hernández et al 2010.

Finalmente, también en 2010 Maleky et al [60] presentan un software que permite ayudar al equipo de ingenieros en la toma de decisiones para la elección del óptimo diseño del tipo de tablero de puentes de carreteras, en función de los datos del problema en estudio. En primer lugar trasladan los requerimientos del problema a requerimientos de diseño mediante la técnica del Despliegue de la Función de Calidad (FQD). En segundo lugar aplican la técnica del Soporte para la toma de Decisiones (TOPSIS), que permite ordenar en base al peso de los materiales el mejor diseño. Son evaluados los siguientes diseños: 2 diseños de tableros de hormigón armado, 4 de hormigón postesado, 2 de hormigón pretensado, 1 de vigas postesadas, 1 de cajón en avance en voladizo y 2 mixtos con vigas metálicas en I y artesas.

Material type	Abbreviation	Name	Shape
Concrete structure	UC	Reinforced Concrete T-BEAM (RC T-BEAM)	
	UC	Reinforced Concrete Box Girders (RC Box Girders)	
	UC	Post-Tensioned, Cast-In-Place Concrete Slab (PTCIP Slab)	
	UC	Post-Tensioned, Cast-In-Place Concrete Box Girders (PTCIP Box Girders)	
	UC	Post-Tensioned, Cast-In-Place, Solid Concrete Spine Beams (PTCIP Solid Spine Beams)	
	UC	Post-Tensioned, Cast-In-Place, Voided Concrete Spine Beams (PTCIP Voided Spine Beams)	
	UC	Pre-tensioned Precast Concrete I-Girders and Box Girders (PSPC I and Box Girders)	
	UC	Pre-tensioned Precast Concrete Box Girders (PSPC Box Girders)	
	UC	Post-Tensioned Concrete Box Girders (PTPC Box Girders)	
	UC	Segmental Concrete Box Girders	
Steel structure	UC	Composite Steel Plate Girders	
	UC	Composite Steel Box Girders	

Figura 2-35. Maleky et al 2010.

2.3.2 Métodos heurísticos.

Los métodos heurísticos en optimización estructural de elementos de hormigón son empleados por primera vez por Chakrabarty [61] en 1992, aplica algoritmos genéticos (GA) al problema al que los aplica es a la optimización del coste de una viga armada sometida a flexión. Tanto este autor como posteriores como Adamu 1994 (viga armada) Kocer y Arora (postes de líneas eléctricas postesados), o Koumouis 1996, buscaban mostrar en sus trabajos, la gran ventaja derivada de la libertad de formulación que este tipo de técnicas tiene para resolver los problemas de estructuras, y no siendo necesaria la aplicación de técnicas de gradiente, sin embargo era necesario procesar numerosas evaluaciones de las funciones.

2.3.2.1 Estructuras de hormigón

Las heurísticas aplicadas para la optimización de estructuras de hormigón están basadas en métodos de búsqueda local, en poblaciones, o en una combinación de ambas. A continuación se citan algunas de las publicaciones consideradas más importantes, haciendo constar que casi todas ellas se corresponden con estructuras de hormigón armado. Las de hormigón pretensado son escasas y más aun las que hacen referencias a losas alveolares pretensadas, mostrándose todas las que se han encontrado.

En 1992 Chakrabarty [61] presentó un modelo para optimizar el coste de una viga de hormigón armado sometida a flexión.

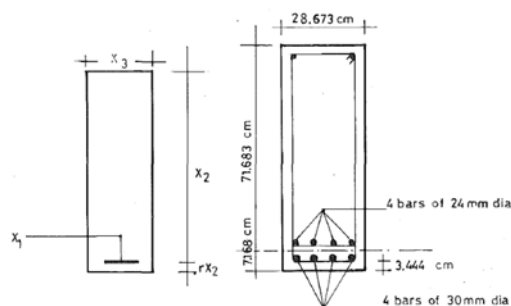


FIG. 1. (a) Schematic Section; (b) Optimum Design, Case A(III)

Figura 2-36. Chakrabarty 1992.

En 1994 Adamu [62], presenta un procedimiento para el diseño óptimo, económico, de vigas de hormigón armado bajo varias restricciones de diseño, en la base a criterios de optimización discreta tipo continuo (DCOC). Los costes, contemplan el del hormigón, el del acero de refuerzo y el del encofrado. Las restricciones de diseño incluyen los límites de flecha máxima en un período dado, la capacidad a flexión y cortante, además de los límites superior e inferior de las variables de

diseño. Basándose en las condiciones de Kuhn-Tucker se plantea una derivación matemática explícita de los criterios de optimización, seguido de un procedimiento iterativo para los diseños. Las variables de diseño son la profundidad y la cuantía de acero, estudiando el caso también de considerar como variable solo la profundidad.

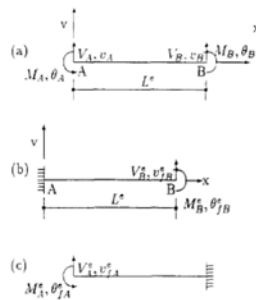


Fig. 1. Mechanical relationships for a beam element: (a) nodal force-displacement relationships; (b) beam supported at left-hand end; (c) beam supported at right-hand end

Figura 2-37. Adamu 1994.

En 1996 Kocer y Arora [63] optimizaron la primera estructura de hormigón pretensado, siendo la misma, postes para líneas eléctricas. Aplicaron GA y otro procedimiento denominado Ramificación y Poda.

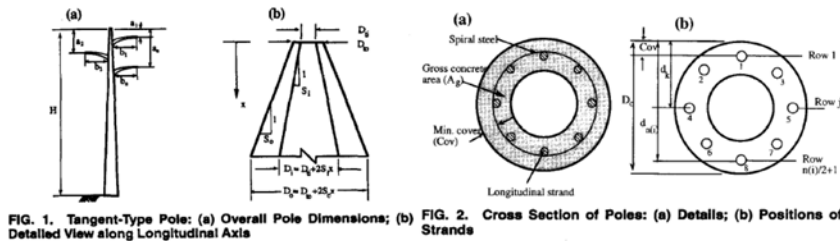


FIG. 1. Tangent-Type Pole: (a) Overall Pole Dimensions; (b) Detailed View along Longitudinal Axis

FIG. 2. Cross Section of Poles: (a) Details; (b) Positions of Strands

Figura 2-38. Kocer y Arora 1996.

En 1996 Koumouis [64], propone un procedimiento encaminado a la obtención de un diseño óptimo detallado de los elementos de hormigón armado. El esquema general seguido es el de una optimización multicriterio. Se aplica el método de ponderación de la función objetivo multicriterio, que representa un compromiso entre el "peso mínimo", "máxima uniformidad" y "número mínimo de barras de refuerzo". Variando los factores de ponderación, es posible generar el conjunto óptimo de Pareto del problema. El rendimiento del sistema se ilustra con una serie de ejemplos. Se ha diseñado el mismo edificio utilizando los diferentes factores

de ponderación en la función objetivo multicriterio. Se discute la variación de los diseños detallados y recomienda ciertos valores para los factores de ponderación.

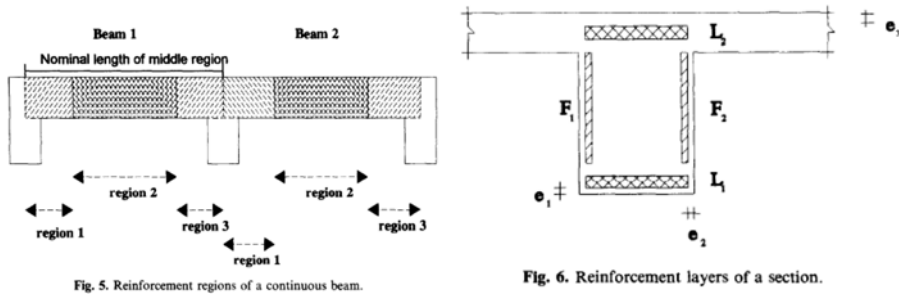


Fig. 5. Reinforcement regions of a continuous beam.

Fig. 6. Reinforcement layers of a section.

Figura 2-39. Koumouis 1996.

En 1997 Coello et al. [65] y [66], utilizaron GA para la optimización de una viga biapoyada de hormigón armado sometida a momento flector. Las variables empleadas fueron continuas. Se apoyaron en diferentes sistemas de codificación, considerando como variables la geometría de la viga y su armadura inferior. Como conclusión, se indica que los GA podían ser una herramienta eficiente para problemas que requiriesen una búsqueda en un espacio de soluciones, y que a través de un ajuste de los parámetros del algoritmo se podía llegar de manera rápida a soluciones de baja calidad, o de manera lenta a mejores soluciones.

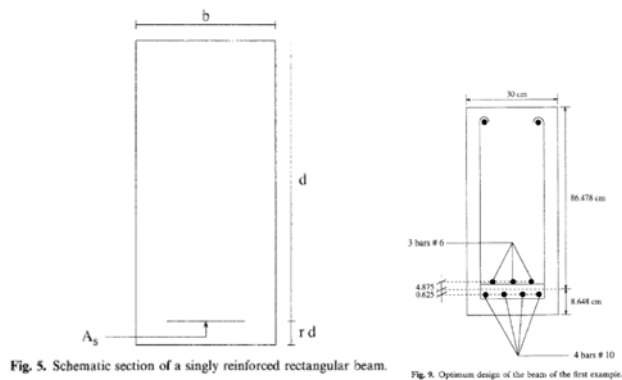


Fig. 5. Schematic section of a singly reinforced rectangular beam.

Fig. 9. Optimum design of the beam of the first example.

Figura 2-40. Coello et al 1997.

En 1998 Koumouis [67], emplea GA para llevar a cabo el diseño óptimo detallado de elementos de hormigón armado de edificios de varios pisos. El objetivo es obtener la armadura necesaria en varias secciones transversales de los elementos, así como

su longitud. Los métodos de enumeración, para este tipo de problemas, pueden conducir a soluciones costosas y lentas, mientras que los algoritmos genéticos tienden a ofrecer soluciones casi óptimas en el tiempo de cálculo razonable. Los algoritmos genéticos utilizados en este trabajo se basan en un sistema de ruleta rueda de la reproducción, cruce único, múltiple punto, y uniforme, y en sistemas de mutación constante o variable. Se utiliza también una estrategia elitista constante o variable que pasa a los mejores diseños de la generación a la próxima generación. El método decide el diseño detallado sobre la base de un objetivo multicriterio que representa un compromiso entre un diseño de peso mínimo, una máxima uniformidad, y el número mínimo de barras para un grupo de miembros. Variando los factores de ponderación, se obtienen diseños con resultado diferentes. Se realiza un estudio modificando los parámetros del algoritmo genético, y se presentan los resultados correspondientes.

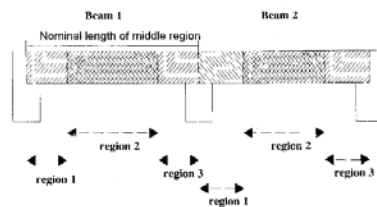


Fig. 1. Reinforcement regions of a continuous beam.

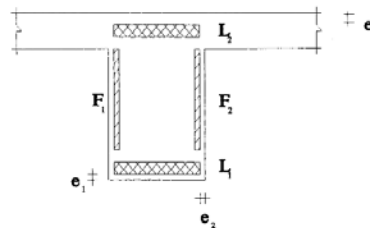


Fig. 2. Reinforcement layers of a section.

Figura 2-41. Koumouisis 1998.

En 1998 Leite y Topping [68] presentaron mejoras en los algoritmos genéticos clásicos para problemas de optimización estructural, aplicando por segunda vez esta técnica heurística al hormigón pretensado. La eficiencia del algoritmo se desarrolla tomado como base las vigas pretensadas continuas de tres vanos del trabajo de Cohn y Lounis [53] (1993), que resuelven para tres casos. En el primero se mantiene fija la geometría y se minimiza el acero en pretensado y armadura pasiva de flexión. En este caso se obtienen diferencias respecto al óptimo de Cohn inferiores al 1.0 %. En el segundo caso se liberan las dimensiones de la pieza, y permitiendo reducciones en los espesores del alma y de las alas superiores e inferiores de la viga, se obtienen mejoras del 19%. Y en el tercero, añadiendo tres

variables más y nuevas restricciones para el dimensionamiento completo de la viga, aumentan hasta un 21%.

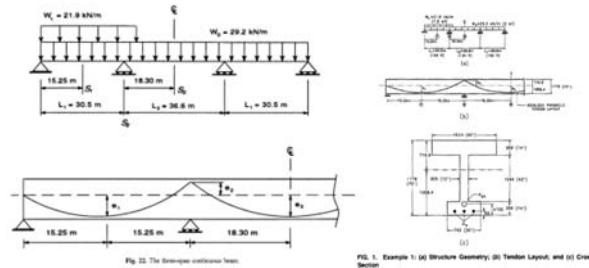


Figura 2-42. Leite y Topping 1998.

En 1998 Rafiq y Southcombe [69] optimizaron mediante algoritmos genéticos el armado de pilares sometidos a flexocompresión esviada. Son parámetros la geometría y el tipo de hormigón del pilar y variables el armado. Utilizan las especificaciones del British Standard (BS8110) satisfaciendo los requerimientos de ELU y la constructividad de las secciones. Aplicaron esfuerzos (axil y momentos en las dos direcciones) a cuatro secciones diferentes que se optimizaban, comparando los resultados obtenidos utilizando como módulo de comprobación el método simplificado de la BS8110 para la resolución de flexocompresión esviada, y un programa de ordenador que la resuelve de manera exacta mediante equilibrio de tensiones y deformaciones de la sección. Entre sus conclusiones destacan que el método simplificado debe ir acompañado de otro que compruebe las secciones, especialmente en columnas con grandes secciones transversales, y que el método desarrollado minimiza las barras de refuerzo optimizando las secciones para los esfuerzos que la solicitan.

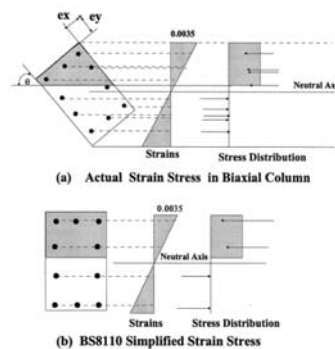


Figura 2-43. Rafiq y Southcombe 1998.

En 1998 Rajeev y Krishnamoorthy [70], aplicaron algoritmos genéticos en la optimización de dos pórticos planos de hormigón armado, cuyo configuración era de tres vanos y cuatro plantas, el primero de ellos, y de dos vanos y seis plantas el segundo. Las variables usadas son discretas, de este modo no se requieren modificaciones de la estructura obtenida para su posterior construcción. En la optimización se tienen en cuenta aspectos de ejecución de la obra como la colocación de las armaduras en los pilares y las vigas. Consideran un único caso de carga y no consideran como variables la armadura de cortante ni la calidad del hormigón. Llevan a cabo la agrupación de vigas y de pilares para reducir el número de variables. Llegan a la conclusión de que los algoritmos genéticos son una herramienta apropiada para la resolución de este tipo de problemas. Remarcan que la optimización debe enfocarse a estructuras construibles.

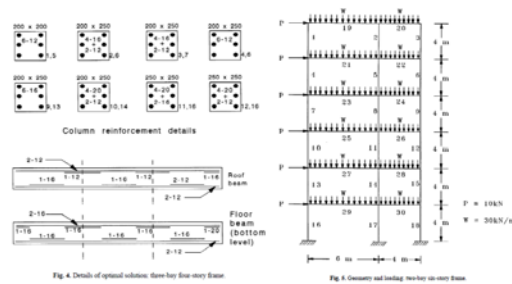


Figura 2-44. Rajeev y Krishnamoorthy 1998.

En 1998 Jenkins [71], en su trabajo define los principios básicos del algoritmo genético, describe las ideas detrás del concepto de búsqueda genética, a tal efecto muestra un ejemplo simple de aplicación del algoritmo genético a la optimización de una sección de hormigón armado.

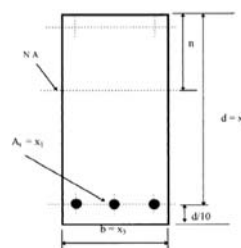


Fig. 4. Reinforced concrete beam cross section for optimization.

Figura 2-45. Jenkins 1998.

En 1998 Imam [72], presenta un estudio de optimización de la forma de un elemento placa de simetría axial en forma de paraguas, de espesor variable y con el peso propio como carga dominante. El autor pone de relieve la importancia de la

selección apropiada de las variables de diseño. Se describe un algoritmo de búsqueda de la forma desarrollado para este caso particular, que genera las geometrías y las mallas representativas de elementos finitos, mientras que excluye las geometrías inaceptables. El criterio de diseño adoptado para el hormigón implica limitaciones en los esfuerzos principales en los puntos críticos, y la evaluación del requisito de resistencia a la compresión uniaxial utilizando un criterio de fallo. Se lleva a cabo un estudio de la sensibilidad de las variables implicadas en el problema de optimización, del que se desprende que las variables fundamentales van ligadas al caso de carga estudiado, si cambia el caso de carga, las variables activas de diseño son otras.

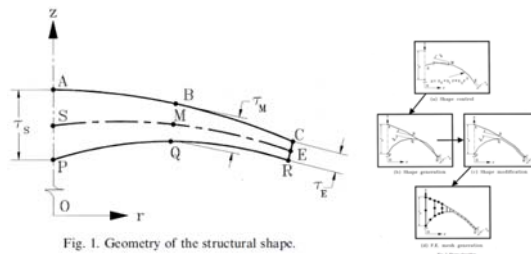


Fig. 1. Geometry of the structural shape.

Figura 2-46. Imam 1998.

En 1998 Fadaee [73], presenta un software para el diseño óptimo en tres dimensiones de estructuras de hormigón armado. Los elementos a optimizar son las vigas sometidas a esfuerzos cortantes y momento de flexión, las columnas sujetas a momentos biaxiales y cargas axiales, y las pantallas verticales sometidas a cargas horizontales. En cuanto a las vigas y a las columnas, las variables de diseño son el ancho, la profundidad y el área de refuerzo longitudinal de las secciones. Las variables de diseño de las pantallas son el espesor, el área de refuerzo vertical, la distancia horizontal entre los estribos verticales, el área de refuerzo horizontal, el espacio vertical entre los estribos horizontales, y el área de refuerzo a la flexión vertical. El método Optimality Criteria (OC) se aplica para minimizar el coste del hormigón, el acero y el encofrado para la estructura.

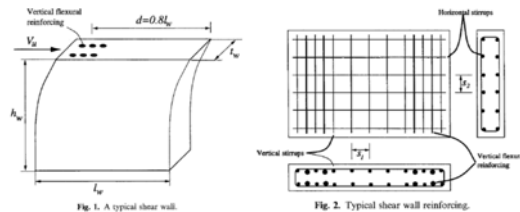


Fig. 1. A typical shear wall.

Fig. 2. Typical shear wall reinforcing.

Figura 2-47. Fadaee 1998.

En 1999 Park [74], muestra un procedimiento de cálculo para el diseño óptimo conceptual multicriterio de los edificios sujetos a especificaciones y requisitos. Son dos los criterios objetivos que se consideran para la evaluación de diseños alternativos. El primero consiste en minimizar el costo del proyecto de construcción a través de la minimización de una función que define los costos combinados del sistema estructural del edificio y el terreno para la obra. El segundo objetivo optimizando es la flexibilidad de uso suelo-espacio, que es un criterio cualitativo que se da una forma cuantitativa mediante la minimización de una función exponencial que relaciona zona de carga en relación a la separación de pilares. Se aplica un algoritmo genético multicriterio (MGA). Se aplica para resolver el diseño conceptual bioobjetivo edificio y problema de diseño, utilizando la teoría de Pareto. Se demuestra que el proceso de MGA es similar al algoritmo genético simple, excepto que la evaluación de la aptitud de los diseños candidatos se basa en una distancia métrica relacionada con el conjunto Pareto óptimo. Se introdujo una técnica variable de mutación para mantener la diversidad genética y para acelerar la búsqueda estocástica con el objetivo de alcanzar el óptimo global.

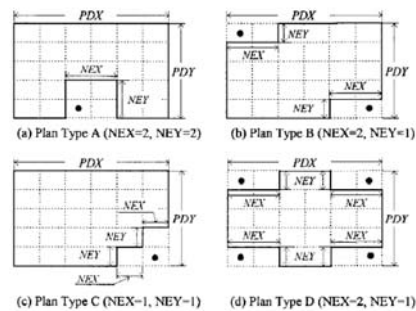


Fig. 2. Floor plan types (• starting point).

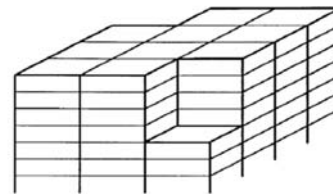


Fig. 3. Configuration for $NBX = 3, NBY = 4, NS = 7$, and $SFN = 4$ for floor plan B ($NEX = 1, NEY = 1$).

Figura 2-48. Park 1999.

En 2001 Ceranic et al. [75] aplicaron cristalización simulada (SA) para la optimización de muros ménsula de hormigón armado proyectados para la retención de tierras en carreteras. Las variables consideradas son todas relativas a la geometría, incluyendo el armado. Consideran, además, estados límite debidos a la geotecnia del terreno, tales como tensiones admisibles, deslizamiento y vuelco. La función objetivo considera el coste del acero y del hormigón.

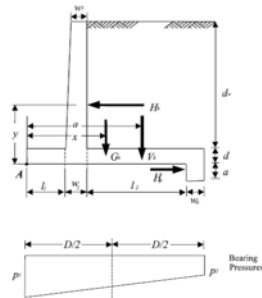


Fig. 2. Cantilever wall - design variables, forces and bearing pressures.

Figura 2-49. Ceranic et al 2001.

En 2003 Chau y Alberman [76] presentan un estudio del diseño optimizado de depósitos rectangulares de hormigón armado con un modelo híbrido, consistente en la utilización del software comercial Abaqus para el cálculo estructural y algoritmos genéticos para realizar la optimización. Se hace un análisis optimizado del coste de la estructura considerando únicamente tres variables: canto de las losas de hormigón, diámetro de la armadura y separación entre las barras, adoptando los mismos valores para la losa de cimentación y el alzado de los depósitos. Los resultados obtenidos, muestran la idoneidad del método como herramienta a utilizar en el proyecto de estructuras.

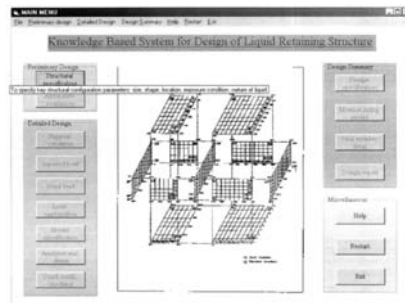


Fig. 5. Screen showing main menu

Figura 2-50. Chau y Alberman 2003.

En 2003 Leps y Sejnoha [77] optimizaron una viga continua de dos vanos simétricos de hormigón armado, teniendo en cuenta el armado de flexión y el de cortante. El objetivo es encontrar la viga con el menor coste posible que resista los esfuerzos y cumpla las condiciones de servicio para el nivel de cargas aplicado. El algoritmo de optimización aplicado es el Augmented Simulated Annealing que combina el SA con el GA, utiliza el principio del SA pero trabajando con una población de soluciones (en vez de con una única solución) y las nuevas soluciones se obtienen

a partir de las existentes mediante la aplicación de los operadores genéticos (y no mediante movimientos). En el coste de la estructura no consideran el encofrado ni las cimbras, las comprobaciones se realizan para un único estado de carga y no consideran como variable el tipo de hormigón. Además no contemplan la posibilidad de que las armaduras longitudinales se adapten a los momentos flectores según las secciones, siendo este armado constante y simétrico.

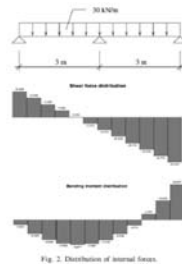


Figura 2-51. Leps y Sejnoha 2003.

En 2003 Lee y Ahn [78] realizan un diseño optimizado de pórticos de hormigón armado utilizando GA, incluyendo una estrategia elitista. Los casos de carga utilizados son los de la normativa norteamericana (International Conference of Building Officials, 1997). El algoritmo se apoya en una base de datos de vigas y pilares dispuestos, lo que reduce el espacio de soluciones y la posibilidad de variación de la armadura, a lo largo del elemento, en una viga o pilar. Sólo se consideran los esfuerzos de flexión de ELU, sin considerar ni el cortante, ni los ELS de deformación y fisuración.

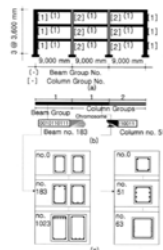


Fig. 5. Reinforced concrete frame made of one beam group and two column groups. (a) three-bay, three-story reinforced concrete frame; (b) group of beam and two column in corresponding group; and (c) beam and column sections in each database.

Figura 2-52. Lee y Ahn 2003.

En 2003 Camp et al. [79] optimizaron diversas estructuras planas de hormigón armado mediante GA. A diferencia de Lee y Ahn (2003), las flechas de las vigas se verifican a través de la imposición de un canto mínimo, y tampoco consideran, ni ELS de fisuración, ni la posibilidad de disponer varios tipos de hormigón.

Disponen los pilares de una misma alineación, iguales para todas las plantas y con el mismo armado longitudinal para todas las vigas de una misma planta.

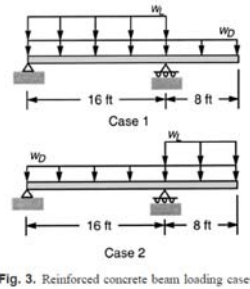


Fig. 3. Reinforced concrete beam loading cases

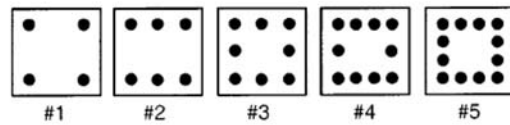


Fig. 4. Possible topologies for column design

Figura 2-53. Camp et al 2003.

En 2003, Barakat et al. [80] retomaron el trabajo de 1994 de Al-Harthy y Frangopol [81], aplicando la optimización combinada con el análisis de fiabilidad para optimizar vigas prefabricadas pretensadas doble T. Las restricciones consideradas (tensiones, flechas, momentos de agotamiento y cortante) son tratadas desde el punto de vista de la fiabilidad estructural. Establecen como variables tanto la geometría como el pretensado de las vigas. Para la optimización emplean algoritmos basados en el método de las direcciones factibles. Los autores concluyen, a partir de los resultados de dieciséis casos de luces y cargas diferentes, que las restricciones activas son siempre las impuestas por los ELS de tensiones.

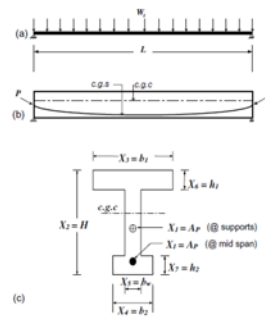


Fig. 1. PCB: (a) loading, (b) tendon profile and (c) independent design variables.

Figura 2-54. Barakat et al 2003.

En 2004, Barakat et al.[82] continúan con el trabajo anterior, pero con optimización multiobjetivo, tomando además de la función objetivo de costes, los criterios de seguridad y límites de servicio. El algoritmo permite seleccionar criterios de fiabilidad estructural, conociendo las repercusiones económicas de su decisión. Dada la no linealidad y la no convexidad del problema, consideran que el método

resultaría más eficaz si se aplicaran otras técnicas de optimización, como algoritmos genéticos o cristalización simulada (S.A.).

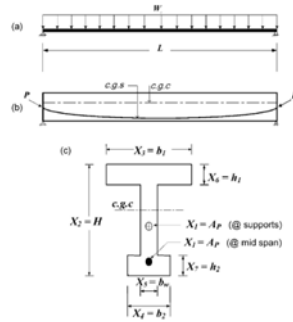


Fig. 3. PCB: (a) loading (b) tendon profile (c) independent design variables.

Figura 2-55. Barakat et al 2004.

En 2004 Fairbairn [83], Este artículo presenta un procedimiento para optimizar la construcción de estructuras de hormigón en masa utilizando algoritmos genéticos. El criterio de optimización es el costo de construcción y las variables de decisión son los tipos de material, temperatura ambiente, la altura de los ascensores y los intervalos de tiempo entre los ascensores. La restricción impuesta a las variables de decisión es la rotura. La variación de humedad, y las tensiones debidas a la variación térmica se calcularon mediante un modelo acoplado termo-quimio-mecánico. Se aplica al caso de una presa de gravedad, resuelta con hormigón en masa.

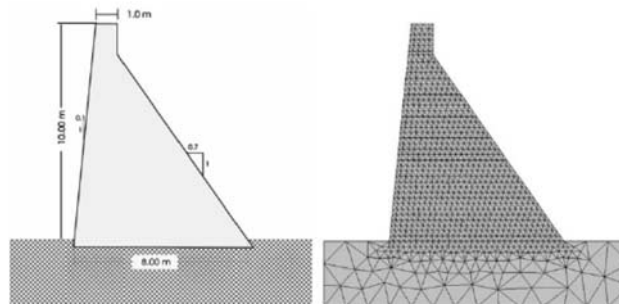


Fig. 7. Geometric characteristics of the dam and finite element mesh.

Figura 2-56. Fairbairn 2004.

En 2004 Kong [84] utilizó GA para optimizar la estructura de un edificio de hormigón armado cuya única restricción era el desplazamiento relativo entre dos plantas. La función objetivo a minimizar fue el peso del edificio. Considera como parámetros las dimensiones de las vigas y el ancho de los pilares, dejando como única variable

el canto de los pilares. Sólo dimensiona la geometría de la estructura, sin tener en cuenta el armado necesario.

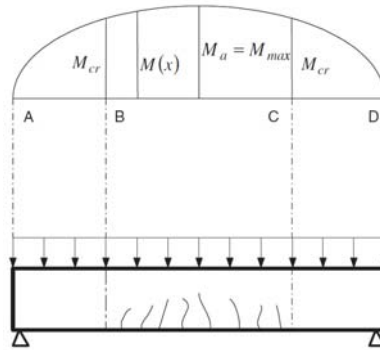


Figure 1. Cracking in a reinforced concrete beam

Figura 2-57. Kong 2004.

En 2004 Sahab et al. [85] presentaron un algoritmo híbrido, basado en GA para la optimización de estructuras de edificación con forjados tipo losa, que consta de dos etapas. En la primera etapa se obtiene el número óptimo de pilares mediante una búsqueda exhaustiva llevada a cabo mediante GA modificado y en la segunda se buscan las dimensiones óptimas mediante GA, discretizando las variables según el método de Hooke y Jeeves [86]. Se realiza el cálculo teniendo en cuenta el British Code BS8110 of Practice. La función objetivo considerada incluye el coste del hormigón, la mano de obra, el acero y la excavación de las cimentaciones. No consideran la acción de fuerzas horizontales en la estructura, ni el tipo de hormigón como variable. Tampoco se da un armado para las losas.

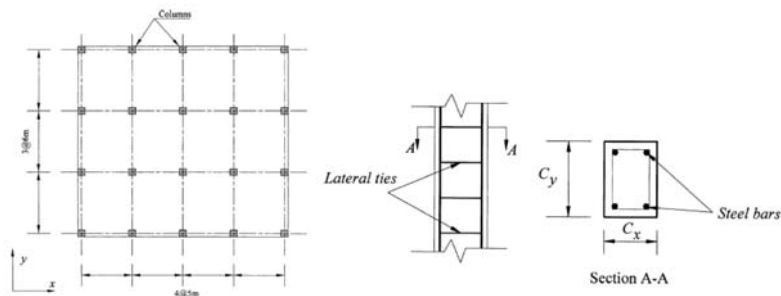


Fig. 1. Typical plan of a three-storey reinforced concrete flat slab building.

Fig. 2. Design variables of reinforced concrete column.

Figura 2-58. Sahab et al 2004.

En 2004 Miyamoto et al. [87] aplicaron algoritmos inmunes (IA) y GA en la optimización de losas de hormigón armado. Realizan una comparativa de los resultados obtenidos. Los IA nacen de la idea de que en GA la diversidad de la población desaparece rápidamente en el proceso de búsqueda e intentan mantenerla para evitar que la solución converja de manera prematura. Los resultados obtenidos mediante IA son satisfactorios.

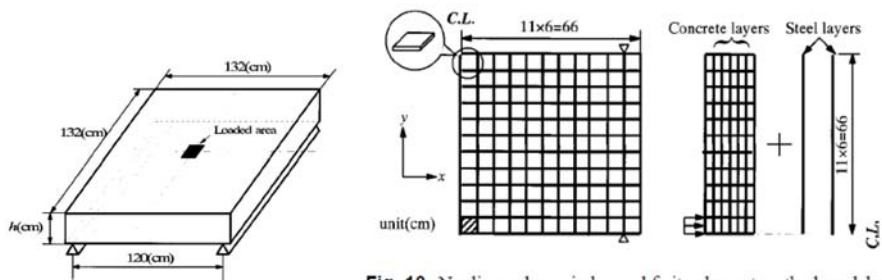


Fig. 9. Outline of reinforced concrete slab

Fig. 10. Nonlinear dynamic layered finite element method model of the reinforced concrete slab (quarter portion)

Figura 2-59. Miyamoto et al 2004.

En 2004 Carrera [88] y en 2005 Carrera et al. [89]-[90] utilizaron FB (Gradiente First Best), SA y TA (Threshold Accepting) para optimizar pórticos de hormigón armado de carretera. Los pórticos optimizados presentan cuantías de acero y esbelteces superiores a las habituales en este tipo de estructuras, por lo que se considera necesario realizar la comprobación a fatiga, deformaciones y vibraciones, lo que no es habitual en este tipo de estructuras. Obtienen los mejores resultados con el SA.

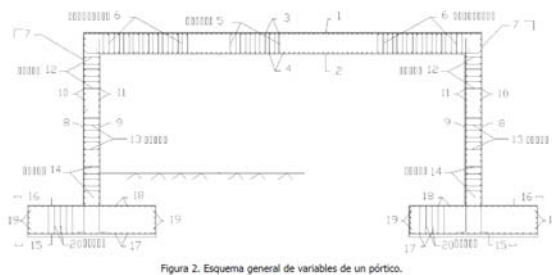


Figura 2. Esquema general de variables de un pórtico.

Figura 2-60. Carrera 2004 y 2005.

En 2005 Liu [91], estudia el caso del mantenimiento de puentes de carretera, donde los administradores se enfrentan a cada vez a la tarea de dar prioridad a las acciones

de mantenimiento adecuadas al ciclo de vida útil previsto, con presupuestos limitados, y mantener de forma rentable la funcionalidad. Un escenario óptimo de mantenimiento debe cumplir con los requisitos especificados de equilibrio óptimo entre la vida útil, el cálculo de costos y el desempeño estructural. Este artículo presenta un procedimiento general de cálculo para dar prioridad a los esfuerzos de mantenimiento de una base anual para el deterioro de puentes de hormigón armado crucetas en un horizonte de tiempo designado. El efecto de las incertidumbres asociadas a los procesos de deterioro del puente de cruceta con y sin intervenciones de mantenimiento se consideran por medio de la simulación de Monte Carlo, que permite predecir el rendimiento probabilísticamente estructural y ciclo de vida de los costes de mantenimiento. El problema resultante de optimización combinatoria se automatiza mediante un algoritmo genético multiobjetivo. Se obtiene un grupo de diferentes secuencias de las intervenciones de mantenimiento anuales que llevan a una solución de compromiso entre las condiciones, optimizando, la seguridad y ciclo de vida de los objetivos de costes.

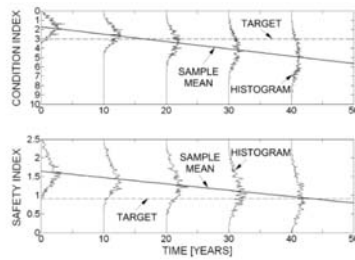


Fig. 2. Dispersion and sample mean prediction of condition and safety profiles of deteriorating crossheads without maintenance.

Figura 2-61. Liu 2005.

En 2005 Sirca y Adeli [92] formulan la optimización del tablero de vigas I prefabricadas pretensadas, incluyendo el número de vigas y su pretensado. Para ello, plantean un problema mixto discreto no lineal, en cuya resolución intervienen las redes neuronales para la evaluación de los multiplicadores de Lagrange en cada iteración. Demuestran con el ejemplo presentado la aplicación práctica del método, que además contiene una excelente convergencia y robustez.

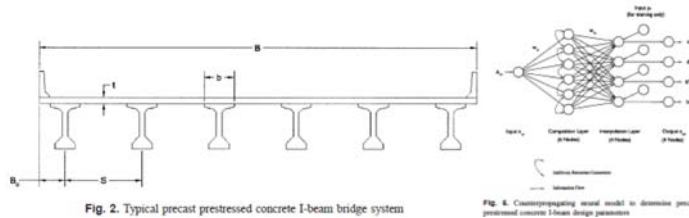


Fig. 2. Typical precast prestressed concrete I-beam bridge system

Fig. 4. Counterpropagating neural model to determine precast prestressed concrete I-beam bridge parameters

Figura 2-62. Sirca y Adeli 2005.

En 2004 y 2006 Perea [93],[94] y en 2005, 2006 y 2007 Perea et al. [95] emplearon FB, SA, TS (Tabu Search), TA, OBA (Old Bachelor Acceptance) y GA a la optimización de marcos de carreteras de hormigón armado. Los marcos optimizados tienden a altas esbelteces y armados, por lo que sería necesaria la comprobación de deformaciones, fatiga y vibraciones que no son habituales en el proyecto de esta estructura. Los mejores resultados se han conseguido con SA, TA y TS, siendo los obtenidos mediante GA de baja calidad. Aplican la metodología a un proyecto de marco realizado en Palma de Mallorca, llegando a ahorros significativos.

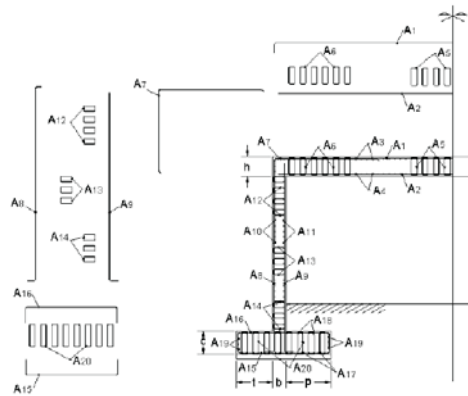


Figure 3. Variables for the RC portal frame.

Figura 2-63. Perea 2004, 2005, 2006 y 2007.

En 2007 Perea [95] aplicó en su Tesis Doctoral, entre otros, GA y MA (Memetic Algorithm) para la optimización de marcos de carretera de hormigón armado. En este trabajo se puede observar como los algoritmos genéticos y meméticos son especialmente indicados para una implementación en paralelo, que se beneficia de una importante reducción de los tiempos de ejecución. El mejor resultado se obtiene con los algoritmos meméticos en paralelo, empleando una parametrización del algoritmo que no hubiese sido posible ejecutar en un ordenador convencional (ver Perea et al. [96]).

En 2007 Srinivas y Ramanjaneyulu [97] diseñaron un procedimiento que integra algoritmos genéticos, para la optimización económica de tableros de vigas pretensadas, y una red neuronal para predecir la factibilidad de las soluciones. Los algoritmos genéticos empleados guían la búsqueda hacia el óptimo. La ventaja de este modo de proceder radica en la extraordinaria velocidad de cálculo para la obtención de la solución óptima, puesto que no calcula las restricciones del

problema. Esto prueba el buen comportamiento de la aplicación de las redes neuronales en la resolución de problemas de optimización de gran tamaño.

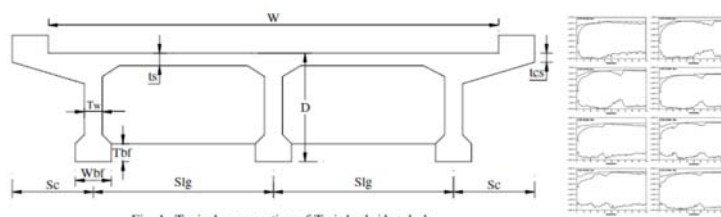


Fig. 1. Typical cross-section of T-girder bridge deck.

Figura 2-64. Srinivas y Ramanjaneyulu 2007.

En 2008 Perea et al. [98], antesala del citado de 2007 (Perea [95]), aunque publicado después, se emplean SA, TA y un algoritmo híbrido que los combina con otro de TS. Con estos algoritmos se optimizan marcos de carretera de hormigón armado, en un problema caracterizado por 44 variables de diseño, entre las que se encuentran dos tipos diferentes de hormigón (en muros y losas). De nuevo, los marcos obtenidos tienden a grandes esbelteces y fuertes armados, lo que hace necesaria la incorporación de dos estados límites que no suelen ser condicionantes en este tipo de estructuras: flechas y fatiga. El trabajo se completa con un estudio paramétrico para diferentes luces y cargas, para el cual el autor adopta un algoritmo híbrido de TA refinado con una TS. Asimismo se muestran dos aplicaciones reales (ver Perea et al. [95]), en las que se consiguieron ahorros en torno al 10% respecto a la estructura diseñada originalmente.

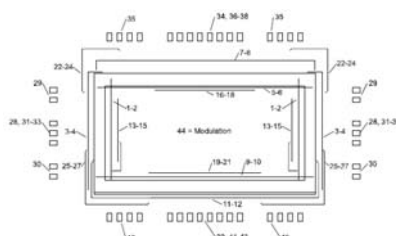


Fig. 2. Reinforcement variables of the RC road box frame optimization problem.

Figura 2-65. Perea et al 2008.

En 2005 Alcalá et al. [99, 100] optimizaron muros ménsula de hormigón armado mediante FB y SA. De los resultados se desprende que el SA da buenas soluciones y que los muros resultantes son más esbeltos de lo que es la práctica habitual de estas estructuras, por lo que se considera necesario la limitación de flechas en cabeza. Como continuación de este trabajo, Yepes et al. [101](2007) presentaron un estudio paramétrico de muros ménsula, dando tablas de predimensionamientos para muros con diferentes alturas de tierras y distintos terrenos. Se destaca entre

las conclusiones del trabajo la poca influencia del tipo del terreno en el coste final del muro.

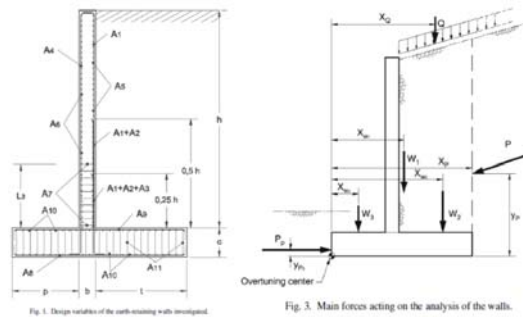


Figura 2-66. Alcalá et al 2005.

En 2006 [101] y en 2008 [98] Yepes et al. y, como continuación de trabajos anteriores (Alcalá[100]), aplicaron la SA para la optimización de muros ménsula de hormigón armado. En este trabajo se empleaban 22 variables para caracterizar un muro, incluyendo la geometría, los armados y los tipos de acero y hormigón. La importante esbeltez a la que tendían los resultados obligó a los autores a incorporar estados límites de flechas. En sus conclusiones destacan la elección de los hormigón de la menor resistencia permitida (25 MPa), y aceros de la mayor posible (500 MPa). Igualmente se obtienen muros sin armadura de cortante en todos los casos. El trabajo se completa con un estudio paramétrico que proporciona reglas útiles de predimensionamiento de muros optimizados en función de la altura, las condiciones de empujes del relleno y las condiciones de cimentación.

En 2005 Carbonell [102] aplicó máximo gradiente, SA y TA a la optimización de bóvedas de hormigón armado para pasos de carretera. Obtiene los mejores resultados con SA, mejorando en un 7.60% el coste de una bóveda proyectada por un ingeniero experimentado.

En 2007, 2008 Carbonell et al. [103, 104], y en 2009 Carbonell [105], en su Tesis Doctoral, aplicaron SA y TA a la optimización de bóvedas de hormigón armado para pasos de carretera. El problema tiene 21 variables entre las que se encuentran tres tipos de hormigones. Aplica procesos en paralelo para reducir tiempos de computación, y los mejores resultados se obtienen con SA. En su último trabajo realiza una parametrización de la estructura para distintas alturas de tierras y luces.

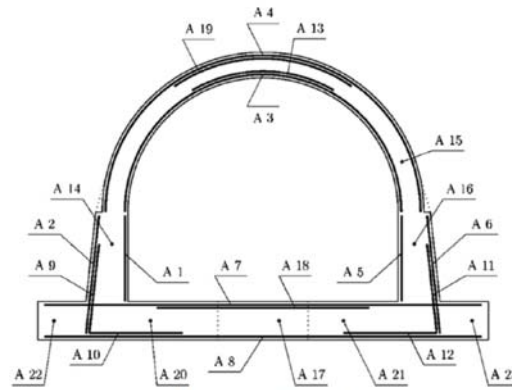


Fig. 2. Reinforcement variables of the RC vaults.

Figura 2-67. Carbonell 2007, 2008 y 2009.

En 2005 Sahab et al. [85] realizaron la optimización de estructuras de edificación con forjados tipo losa, transformando la estructura de tres dimensiones a una plana, mediante el uso de GA. Se trata de minimizar el coste del edificio, incluyendo los forjados, pilares y excavaciones necesarias. El proceso de optimización tiene tres etapas: en la primera se obtiene el número óptimo de pilares mediante una búsqueda exhaustiva, en la segunda, empleando un algoritmo híbrido, se realiza la optimización de las dimensiones de las columnas y espesores de las losas, y en la tercera se busca el armado óptimo para la estructura. Este método se aplica a tres edificios diferentes, comparando los resultados obtenidos con los de un diseño convencional. La norma aplicada es el British Code of Practice (BS8110). No se consideran acciones horizontales aplicadas ni diferentes tipos de hormigón. Realizan un estudio comparativo entre los costes de pilares y forjados, dividiéndolos en hormigón, acero y mano de obra.

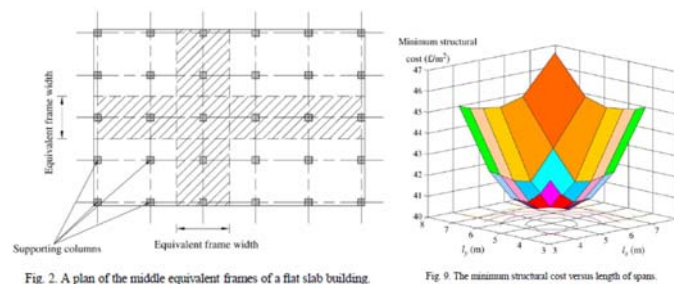


Fig. 2. A plan of the middle equivalent frames of a flat slab building.

Fig. 9. The minimum structural cost versus length of spans.

Figura 2-68. Sahab et al 2005.

En 2005 Govindaraj y Ramasamy [106] optimizaron vigas de hormigón armado mediante GA utilizando las especificaciones de la norma India (Indian Standard

specifications). Se tienen en cuenta, en la realización del cálculo, las condiciones de rotura, servicio, ductilidad, durabilidad y la constructividad de las soluciones. Consideran como variable el canto de la viga, suponiendo el ancho igual para los distintos vanos. La armadura de la viga no se considera como variable, sino que dadas unas dimensiones se realiza el armado óptimo a flexión, mediante la búsqueda en un catálogo de armados, y posteriormente se arma a cortante. No consideran el hormigón como variable ni tienen en cuenta la relación entre la armadura de flexión y la de cortante. Aplican los cálculos a una viga de un vano y a otras dos continuas de dos vanos, siendo los resultados obtenidos comparados con otros disponibles en la literatura. Concluyen que el método propuesto es adecuado para el diseño óptimo y económico de este tipo de estructuras en la práctica.

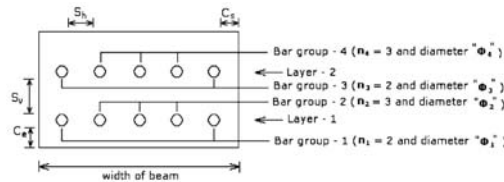


Fig. 1. Typical reinforcement template.

Figura 2-69. Govindaraj y Ramasamy 2005.

En 2006 Rafiq et al. [107] desarrollaron una aplicación informática interactiva para la optimización de pilares sometidos a una carga axial y momentos en las dos direcciones mediante GA. La aplicación realiza, en primer lugar, una optimización del armado de la sección para los esfuerzos solicitantes mediante GA y a continuación el ingeniero proyectista puede modificar iterativamente esta configuración definiendo la zona del espacio de soluciones donde se debe centrar la búsqueda. Concluyen que aplicaciones de este tipo pueden servir de ayuda a los proyectistas y ser útiles como herramientas para conocer mejor el funcionamiento de las estructuras.

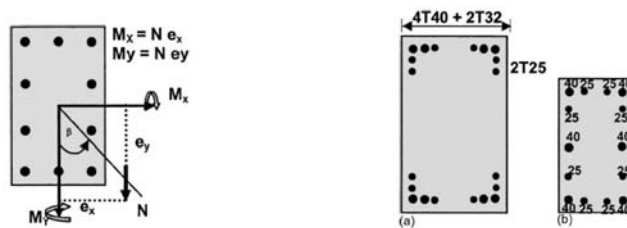
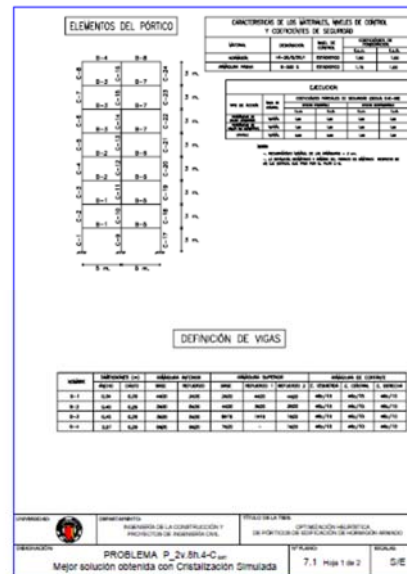
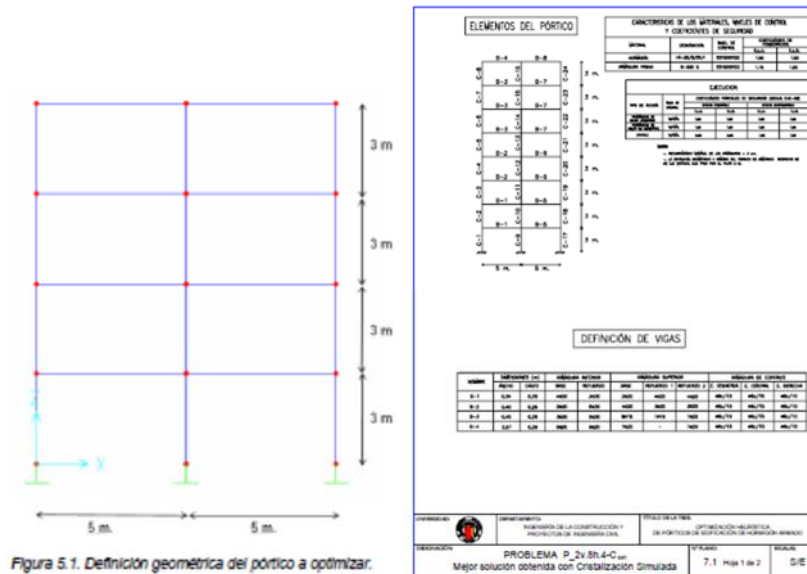


Fig. 1. Column subjected to axial load and biaxial moments (M_x and M_y) Fig. 4. Reinforcement bar arrangements achieved by the GA: (a) 22% saving and (b) 20% saving

Figura 2-70. Rafiq et al 2006.

diferentes. En sus conclusiones estos autores destacan el importante sobrecoste que suponen las vigas planas. Por el contrario, se detecta que es posible mejorar mucho el diseño en cuanto a facilidad constructiva, sostenibilidad y seguridad, sin que ello tenga una repercusión económica importante.



En 2009 Martínez y González [111] y Martínez et al. [110] aplicaron TA y SA a la optimización económica de tableros de pasarelas de viga artesana de hormigón pretensado. Se consideran variables distintas los hormigones de la viga y de la losa, admite 4 niveles de pretensado y también fundas en los torones. Diseña la sección y arma la viga y la losa tanto longitudinalmente como transversalmente. Se tienen en cuenta los ELU y ELS de la norma española en el cálculo de las secciones. No se tiene en cuenta el coste del transporte y de la colocación de la viga. Se obtienen diseños fácilmente construibles.

En 2009 Atabay [117] presentó la optimización de las dimensiones de muros de arriostramiento horizontal de edificios de hormigón armado. El autor pone un especial énfasis en las ventajas derivadas de emplear un método como los GA, que permiten la formulación discreta del problema. Además no necesitan la evaluación de derivadas ni integrales, lo que los simplifica notablemente.

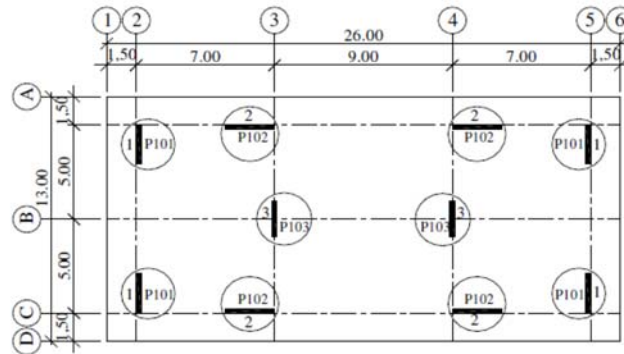


Fig. 2. Floor plan of a 13-floored beamless structure sample.

Figura 2-73. Atabay 2009.

En 2009 Barakat y Altoubat [118], optimizaron depósitos cónicos de contención de agua. Para ello se emplearon GA, SA y una técnica conocida como Shuffled Complex Evolution. En sus conclusiones los autores proporcionan interesantes reglas de diseño para este tipo de estructuras, aunque detectan una importante sensibilidad a los precios de los materiales.

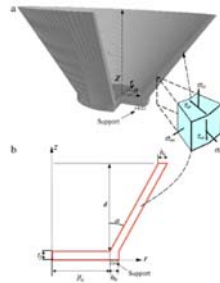


Fig. 3. (a) Conical containment system (r, z, θ) and the associated finite components for optimization structures generated by finding a generation from random design and (b) cross-section (2D) Conical containment system showing the geometrical design variables in 2D.

Figura 2-74. Barakat y Altoubat 2009.

En 2010 Alcalá [119] presentó la aplicación de las heurísticas TA, SA y OBA en la optimización de tableros de puentes losa de hormigón postesado. Se tienen en cuenta los ELU, ELS y fatiga. Diseña la sección y arma completamente el tablero continuo en los distintos vanos. Incluye el coste de la cimbra y encofrado. Compara las tres heurísticas y concluye que los resultados del TA y SA son comparables. Finalmente, realiza un estudio paramétrico para distintas luces y número de vanos en tipologías de pasos superiores de carreteras y ferrocarriles.

En 2013 Martí [120], llevan a cabo el diseño automático de tableros óptimos de puentes de carretera de vigas artesas prefabricadas mediante algoritmos meméticos híbridos. Realizando una calibración inicial del modelo, paso previo a la aplicación de cualquier algoritmo memético, y son 40 las variables discretas tenidas en cuenta.

También en 2013 Camp [121], optimiza vigas y pilares de hormigón armado, con criterios de coste y CO₂. El algoritmo empleado es BB-BC (Big bang-big crunch).

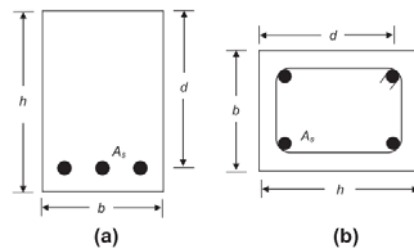


Fig. 1. Typical reinforced concrete beam and column sections.

Figura 2-75. Camp 2013.

Jørgensen este mismo año 2013 [122] aborda el estudio de la predicción de la interacción Axil-Momento de los pilares de hormigón armado con un empresillado de perfiles y placas de acero, con el uso de un ANN (Artificial Neural Networks). Como resultado se obtiene una expresión matemática simple que permite el diseño del empresillado para pilares con interacción de cargas axiales y momentos flectores.

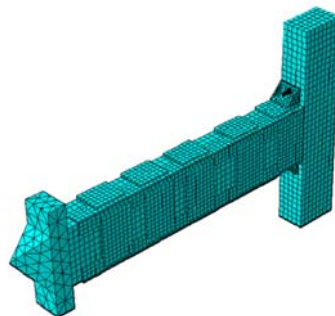


Fig. 2. Finite element model developed in previous studies. The model represents 1/4 of the specimen tested, having two symmetry planes.

Figura 2-76 Jørgensen 2013.

Por último en 2013 Chaitanya [123] lleva a cabo el estudio de vigas pretensadas biapoyadas, buscando optimizar el coste con algoritmos GA, satisfaciendo las restricciones propias del uso de las mismas, deformación máxima, tensiones en

las sección central superior e inferior, fuerza mínima de pretensado, capacidad a cortante, y excentricidad de la fuerza de pretensado. Son 6 las variables de diseño.

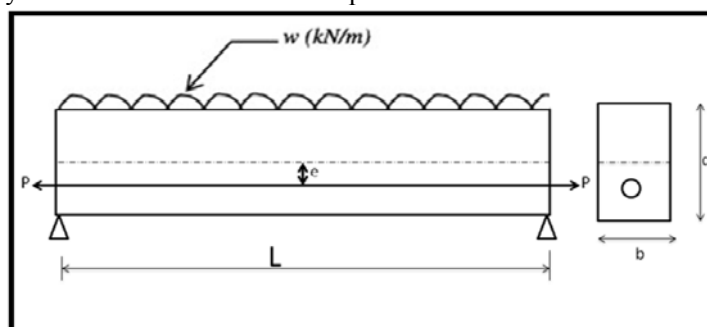


Figure 1: PSC beam model

Figura 2-77. Chaitanya 2013.

2.3.2.2 Forjados.

Las heurísticas aplicadas para la optimización de forjados están basadas en métodos de búsqueda local, en poblaciones, o en una combinación de ambas. A continuación se citan algunas de las publicaciones consideradas más importantes.

En 1997 Koskisto [124] presenta un modelo de decisión para reducir al mínimo el coste del ciclo de vida de los elementos prefabricados de hormigón y de las estructuras, teniendo en cuenta el diseño del edificio, la fabricación, la construcción y procesos en su vida útil como un todo. El modelo de decisión usa los principios de análisis de ingeniería económica en condiciones de incertidumbre considerando de los costos y beneficios de la construcción, mantenimiento, reparación, y las consecuencias del fracaso. Los conceptos se ilustran para la planta de prefabricados de placas alveolares. Las variables de decisión pueden incluir parámetros relacionados con la calidad del hormigón, la tecnología de proceso de fabricación y mantenimiento. La solución óptima identifica los valores de las variables de decisión que resultan con un mínimo costo total esperado. Las restricciones de rendimiento, en forma de límites a la probabilidad de fallo a la flexión, el fallo por cortante, fisuras y deformación excesiva se formulan utilizando los principios de la teoría de la fiabilidad estructural.

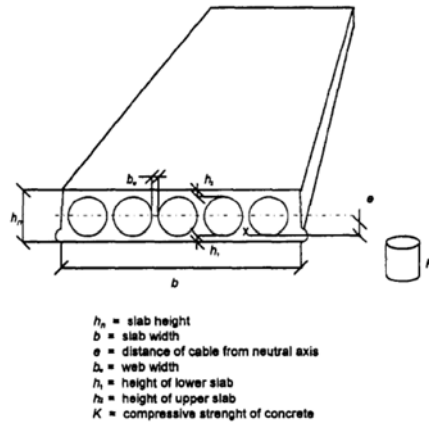


FIG. 2. Hollow-Core Slab, with Symbols Used in Calculations

Figura 2-78. Koskisto 1997.

En 2004 Catallo [125], plantea la evaluación de la fiabilidad de las estructuras aporticadas prefabricadas de hormigón. Debido a las incertidumbres inevitables tales como, las dimensiones geométricas y las propiedades mecánicas que definen el problema estructural no puede evaluarse como cantidades deterministas. En este trabajo, estas incertidumbres se modelizan mediante un enfoque basado en la teoría difusa. El problema se formula en términos de factores de seguridad, la función de pertenencia en el intervalo de error se busca para varios Estados límites dados. Para cada nivel de incertidumbre, el problema de la confiabilidad se ve como un problema de lucha contra la optimización, donde las peores soluciones seguras se consiguen utilizando algoritmos genéticos.

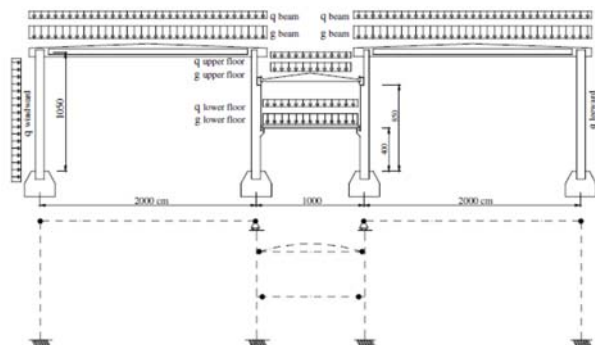


Fig. 1. Three-span prestressed concrete frame, static model and acting loading system.

Figura 2-79. Catallo 2004.

En 2004 Sgambi [126] plantea el diseño automático de placas alveolares. El diseño se basa en un procedimiento de optimización capaz de evaluar la forma de la sección transversal más eficaz. Este procedimiento hace uso explícito de los algoritmos genéticos, y en este proceso en particular, se tienen en cuenta tanto las tensiones causadas por las variables de sobrecargas, como los debidos a las fuerzas de pretensado. El primero se evaluó utilizando un modelo global de elementos finitos, mientras que el segundo se evaluó utilizando un modelo local de elementos finitos. La estructura del análisis se realizo en el lenguaje de programación Fortran. Son 5 las variables tenidas en cuenta.

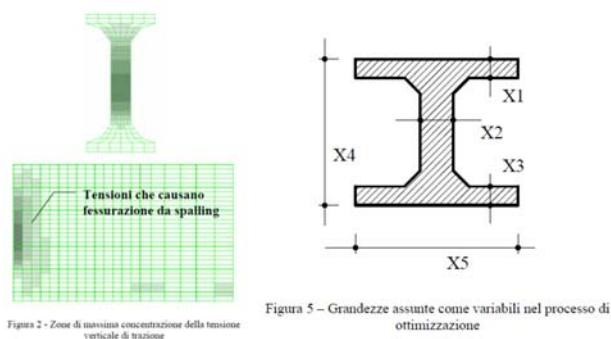


Figura 2-80. Sgambi 2004.

En 2005 Ahmadkhanlou [127], plantea que los algoritmos de optimización estructural existentes deben ser formulados con el objetivo de optimizar de coste, aplicándolos a las estructuras bajo las restricciones impuestas por los códigos de diseño, como la ACI. En este artículo se presenta una formulación general para la optimización del coste de losas de uno o varios vanos de hormigón armado (RC) con condiciones de contorno variadas (apoyo simple, apoyo final con continuidad en un extremo, en ambos extremo, y final en voladizo) bajo el cumplimiento de todas las condiciones propuestas en el código de diseño del ACI. El problema se formulada como un problema de optimización variable entero - discontinuo con tres variables de diseño: el grosor de la losa, diámetro de las barras de acero de refuerzo, y la separación de las barras de refuerzo. La solución se obtiene en dos etapas. En la primera, el modelo de dinámica neural de Adeli y Park se use para obtener una solución óptima asumiendo variables continuas. Después, el problema es formulado como un problema de optimización entero-discontinuo mezclado y solucionado usando una técnica de perturbación para encontrar valores prácticos para las variables de diseño.

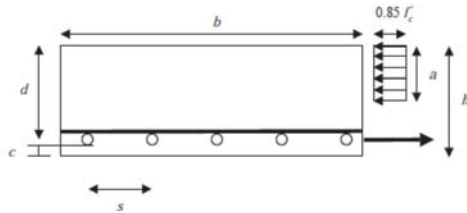


Fig. 1. Typical cross-section of RC slab.

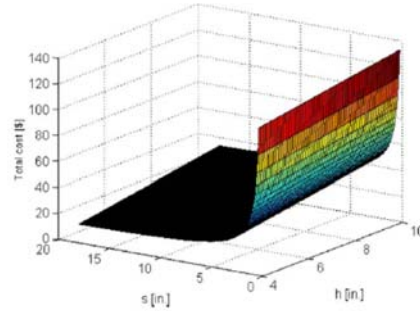


Fig. 8. Variation of the total cost function versus h and s when d_b is kept constant.

Figura 2-81. Ahmadkhanlou 2005.

En 2005 Castilho [128] abordó la aplicación de los algoritmos genéticos (GA) para la búsqueda de soluciones óptimas de forjados de placas alveolares. Este trabajo investiga tres familias de GA y variaciones MGA a saber, la ruleta y el torneo que se han propuesto con el fin de encontrar una solución para el problema de minimizar los costes de producción de placas alveolares. En cada familia los elementos difieren entre sí con respecto al esquema de la reproducción y la forma en que se restableció la población a su tamaño original. Los resultados se presentan y se analizan para apoyar una discusión acerca de las ventajas y desventajas de las variaciones GA propuestas en la búsqueda de la solución del problema. Las variables son 2, el canto y número de nervios armados.

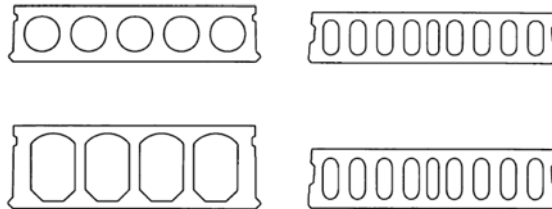


Fig. 1. A few cross-sections of hollow core slabs [12].

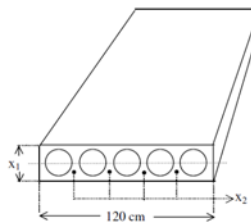


Fig. 3. Cross-section of a slab. Variable x_1 represents the thickness of the slab (cm). x_2 the amount of steel in the cross-section (cm²).

Figura 2-82. Castilho 2005.

En 2005 Hossain [129], aborda el proceso de predicción con elementos finitos aplicado al desarrollo de gráficos para determinar con exactitud la carga máxima de losas de hormigón armado con carga uniformemente distribuida, simplemente apoyadas. A través de una serie de estudios paramétricos, utilizando un modelo simple de hormigón, se lleva a cabo la simulación de cuatro losas simplemente apoyadas. Estas sirvieron como base para establecer un conjunto de parámetros y condiciones óptimas de cómputo, lo que garantizaba una solución aceptable. La fiabilidad en los valores de los parámetros establecidos para fines de predicción fue verificada por la simulación directa de 11 losas de otros autores. Tras la verificación de la confiabilidad con éxito, el modelo de elementos finitos se utilizó para el análisis de 270 "modelos informáticos", de losas, con los resultados de las mismas se desarrollaron tablas. Estas tablas sirven para la determinar la carga de forma rápida y fiable pico de arbitrarias las losas simplemente apoyadas. Se observa que la predicción gráfica tiene una precisión de 4% en los resultados testados. También se estableció una estrategia para la determinación de desplazamiento, con el mismo grado de éxito.

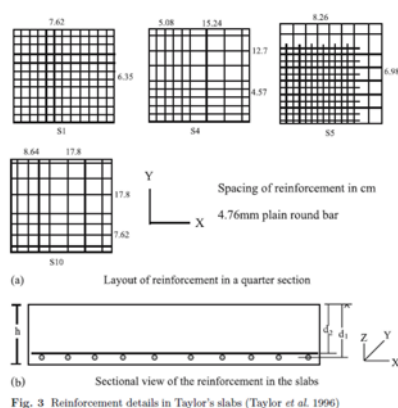


Fig. 3 Reinforcement details in Taylor's slabs (Taylor et al. 1996)

Figura 2-83. Hossain 2005.

En 2007 Castilho [130] abordó la aplicación de algoritmos genéticos (GA) para la búsqueda de soluciones óptimas de forjados de viguetas pretensadas. Este documento describe el uso de un GA modificado como un método de optimización en ingeniería estructural para reducir al mínimo los costes de producción de forjados de hormigón prefabricado con viguetas pretensadas. El trabajo inicialmente identifica y describe los múltiples costos implicados en la producción de estas losas y luego las combina en una función sometida a 28 restricciones de igualdad y de desigualdad. Los experimentos llevados a cabo conducen a la minimización de esta función utilizando GA, donde las limitaciones

son tratados mediante una técnica de penalización. Además, se presentan los resultados obtenidos con un método de optimización convencional para su comparación.

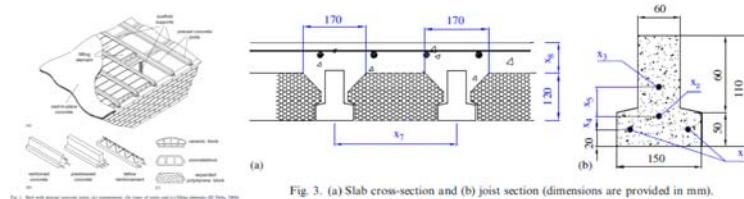


Fig. 3. (a) Slab cross-section and (b) joist section (dimensions are provided in mm).

Figura 2-84. Castilho 2007.

En 2008 Sahab [131], investiga la influencia del costo unitario de acero, hormigón y el encofrado y las características resistentes óptimas para el acero y el hormigón armado de forjados de losa. La optimización de los forjados de losa se basa en la aplicación de los criterios del British Code of Practice. La función objetivo es el costo total del edificio incluyendo el coste de los forjados, pilares y cimientos. El costo total del edificio incluye el costo de material y mano de obra para el hormigón, armadura y el encofrado. El costo de excavación también se considera en el costo de los cimientos. El proceso de optimización se desarrolla en dos fases, una primera fase en la que se buscan las dimensiones óptimas para las secciones transversales de los elementos de hormigón armado, a través de un algoritmo híbrido basado en un algoritmo genético. En el segundo nivel se desarrolla una búsqueda exhaustiva para determinar el tamaño óptimo y el número de barras de acero para cada tipo individual de los elementos estructurales.

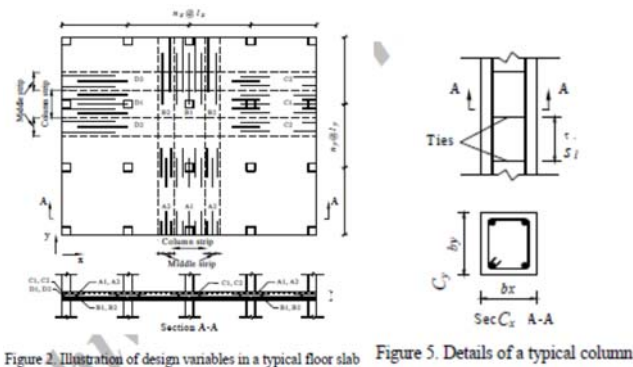


Figure 2. Illustration of design variables in a typical floor slab

Figure 5. Details of a typical column

Figura 2-85. Sahab 2008.

En 2009 Noorzai [132] hace hincapié en que la tecnología de prefabricados de hormigón forma una parte importante en el camino hacia una plena aplicación del Sistema

de Construcción Industrializada (IBS). El IBS exige que los componentes de construcción así como sus dimensiones deben ser estandarizados y preferentemente construidos en plantas industriales. Así mismo asegura que las losas son los principales elementos estructurales de los edificios, sin olvidarse de las vigas y columnas. Una estandarización en las losas y la optimización puede mejorar significativamente a las industrias de la construcción en el logro de la plena aplicación del IBS. Sin embargo, esto requiere de técnicas de computación para lograr losas estandarizadas y optimizadas que pueden satisfacer todos los requisitos de diseño de edificios, incluidas las normas de diseño arquitectónico y estructural. Este estudio propone una técnica que analiza y diseña cinco tipos diferentes de placas que cumplen todos los requisitos de diseño. Las placas más comúnmente utilizados que se incluyen en este estudio fueron placas macizas unidireccionales, placa maciza con capacidad en dos direcciones, placas nervadas y losas mixtas. Las técnicas informáticas permiten el diseño de las secciones más optimizadas para cualquiera de los tipos de losas bajo cualquier condición de carga y duración de la misma. El software desarrollado también proporciona detalles de los refuerzos necesarios para las losas.



Fig. 3: Graphical representation of the solid one-way slab

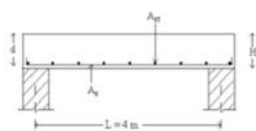


Fig. 2: Solid one-way slab for example 1

$f_{cu} = 30 \text{ N/mm}^2$
 $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$
Cover = 25 mm

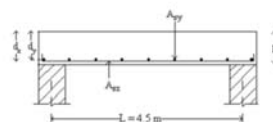


Fig. 4: Solid two-way slab for example 2

$f_{cu} = 30 \text{ N/mm}^2$
 $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$
Cover = 25 mm

Figura 2-86. Noorzai 2009.

En 2010 Marzouk [133] estudia la construcción de proyectos de vivienda de bajo coste es un proceso de repetitivo y se asocia con las incertidumbres que surgen de la falta de disponibilidad de recursos. Las agencias gubernamentales y los contratistas buscan seleccionar un sistema de construcción que cumpla con bajos costes, incluyendo las limitaciones en los proyectos de vivienda de las condiciones técnicas, financieras y de tiempo. Esta investigación presenta un esquema, mediante simulación por ordenador, que ayuda a las autoridades gubernamentales y contratistas en la planificación de proyectos de vivienda de bajos costes. El marco propuesto estima el tiempo y costo requerido para la construcción de viviendas de bajos ingresos con prefabricado de placas alveolares y con muros de carga de bloques huecos. El marco propuesto consta de cinco componentes principales: un módulo constructor, un módulo de selección de alternativas, un módulo de simulación, un módulo de optimización y un módulo de informes. El módulo de optimización hace uso de un algoritmo genético que

permite la definición de las diferentes opciones y los rangos de los parámetros asociados a los proyectos de vivienda de bajos costes que influyen en la duración y el coste total de las placas alveolares y de los bloques huecos que se emplean en las paredes. El software desarrollado en MS Visual Basic 6.0, se ha llamado LIHouse_Sim.



Fig. 3 Installing hollow core strip slabs.



Fig. 5 Mechanisms of construction alternative selection module. (a) Building driven mechanism. (b) Fragment driven mechanisms.

Figura 2-87. Marzouk 2010.

En 2011 Behrouz [134] busca minimizar el coste de forjados de losas de hormigón armado, bajo las restricciones normativas de la ACI 318-M08, planteando un algoritmo PSO (Particle Swarm Optimization). Este algoritmo se emplea para la solución de problemas sin restricciones, y además se implementó un algoritmo de función penalti dinámico multi-etapas, para la resolución de los problemas con restricciones. Estudia los forjados bajo diferentes condiciones de apoyo y con diferentes luces de vano.

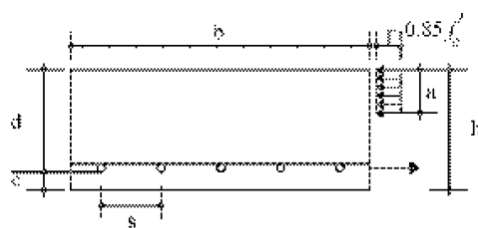


Fig. 1: Typical cross-section of RC slab

Figura 2-88. Behrouz 2011.

En 2012 Augusto [135] resalta la fuerte tendencia hacia la optimización del diseño integrado, no sólo la optimización de los elementos. La optimización integrada implica las tres etapas principales de un proceso de diseño de ingeniería de diseño es decir, conceptual, diseño realización y diseño de los detalles. Este artículo presenta un sistema integrado de diseño con herramientas de optimización, de pisos estructurales prefabricados, llamado DSSPF (Decision Support System para

pisos prefabricados), para estructuras de hormigón prefabricado con un algoritmo GA y considera el impacto de los costes en todas las fases de construcción tales como fabricación, transporte y montaje. A través de un ejemplo se muestra que los resultados DSSPF son muy buenos comparados los resultados de un diseño existente. Basándose en los resultados obtenidos, la DSSPF se considera por parte de los autores una nueva herramienta potente para ayudar a los diseñadores en la elección de diseño estructural y las fases iniciales de dimensionamiento de los elementos.

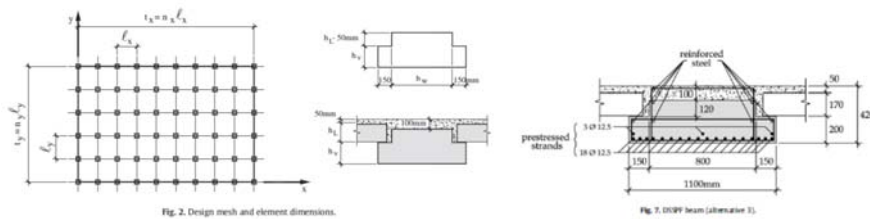


Figura 2-89. Agosto 2012.

En 2012 El Semelawy [136] estudia los forjados de hormigón pretensado, haciendo uso de técnicas heurísticas, en este caso algoritmos genéticos (GA). La normativa tenida en cuenta es la canadiense (Canadian code CSA A23.3). La función objetivo incorpora el coste del hormigón y de los tendones pretensados.

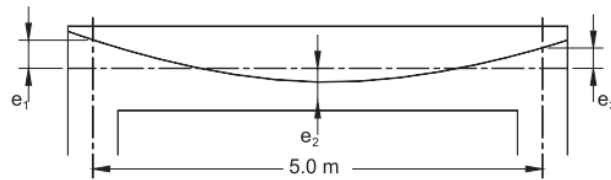


Fig. 1. Cross-section showing variables defining tendon profile.

Figura 2-90. El Semelawy 2012.

2.4 CONCLUSIONES.

El aumento en la complejidad de los modelos matemáticos propuestos, para solventar la búsqueda de los óptimos en los diversos elementos de hormigón, tanto armado como pretensado, que se han estudiado en el presente estado del arte, muestran la necesidad de utilizar métodos heurísticos. Esta afirmación se ve claramente en el gráfico de artículos acumulados mostrado (Figura 2-91), donde a partir de 2007 los artículos de optimización publicados que utilizan métodos heurísticos superan en número a los que emplean métodos directos de búsqueda de soluciones.

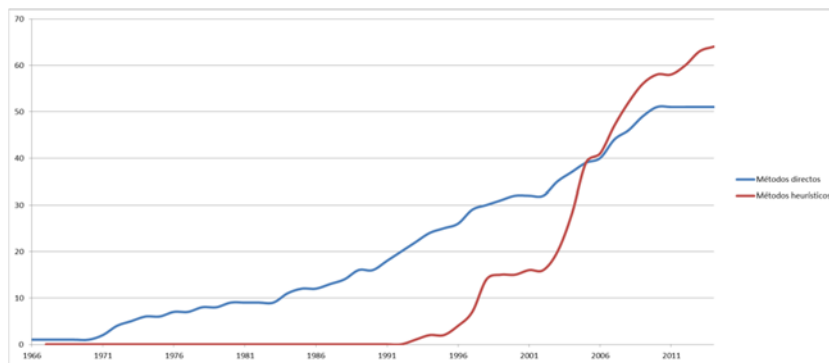


Figura 2-91. Gráfico acumulado de publicaciones.

Si lo que buscamos es conocer los métodos heurísticos mayormente empleados, se observa que los métodos heurísticos de mayor uso son los Algoritmos genéticos (G.A.) y la cristalización simulada (S.A.), Figura 2-91.

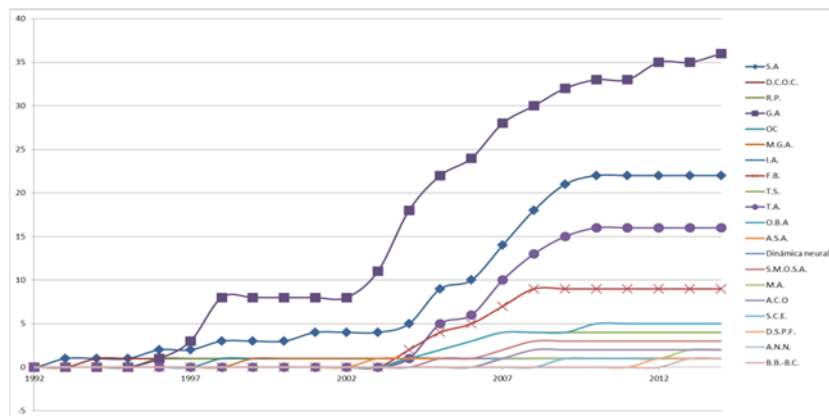


Figura 2-92. Acumulado de los métodos meta-heurísticos de la bibliografía consultada.

Para conocer las tendencias a la hora de seleccionar el algoritmo heurístico a emplear, se ha establecido tres niveles, atendiendo al número de variables del problema, un primer

nivel de hasta 10 variables, un segundo nivel de 10 hasta 20 variables, y el tercer nivel con más de 20 variables. A la vista de la gráfica de porcentaje sobre el total de artículos en cada uno de los tres niveles de variables, la Figura 2-91, permite observar claramente que para un número de variables menor de 20 variables de problema se emplean algoritmos genéticos y cuando el problema cuenta con un número superior a 20 variables, son utilizados los algoritmos de cristalización simulada (SA).

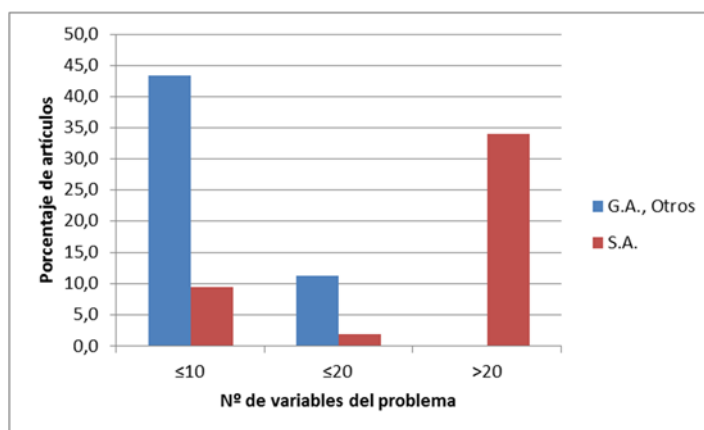


Figura 2-93. Porcentaje sobre el total de artículo de tipo de heurística y número de variables del problema.

Por último indicar que no existe ningún estudio que haya abordado la optimización de placas alveolares pretensadas en situación accidental de incendio.

Por tanto la presente tesis doctoral abordará la optimización de placas alveolares en situación accidental de incendio con métodos heurísticos y dentro de estos métodos llevando a cabo la aplicación de la técnica denominada cristalización simulada (Simulated Annealing S.A.), debido al número de variables del problema de placa alveolar en situación accidental de incendio planteado.

2.5 BIBLIOGRAFÍA.

- [1] K. D. Palmer and A. E. Schultz, "Experimental investigation of the web-shear strength of deep hollow-core units," *PCI Journal*, vol. 56, pp. 83-104, // 2011.
- [2] H. Adeli and N. T. Cheng, "Augmented lagrangian genetic algorithm for structural optimization," *ASCE Journal of Aerospace Engineering*, vol. 7, 1994.
- [3] G. Galilei linceo, *Discorsi e dimostrazioni matematiche, intorno à due nuove scienze attenenti alla meccanica i movimenti locali*. Leida, 1638.
- [4] C. Maxwell, "Scientific Papers, 2," *Dover Publications*, pp. 175-177, 1869.
- [5] M. M. Levy, *La statique et ses applications aux constructions*. Paris: Gautthier-Villars, 1874.
- [6] A. G. M. Mitchell, "The limits of economy of material in frame structures," *Philosophical Magazine*, vol. 6, pp. 589-597, 1904.
- [7] F. Navarrina Martínez, "Una metodología general para optimización estructural en diseño asistido por ordenador ", Departament de Matemàtica Aplicada III, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 1987.
- [8] B. Klein, "Direct use of extremal principles in solving certain optimization problems involving inequalities," *Journal of the Operations Research Society of America*, vol. 3, pp. 168-176, 1955.
- [9] L. A. Schmidt, "Structural design by systematic synthesis," in *2nd Conference on Electronic Computation*, New York, 1960, pp. 105-132.
- [10] W. Karush, "Minima of functions of several variables with inequalities as side constraints," in *Departament of Mathematics*, ed. Chicago, 1939.
- [11] H. W. T. Kuhn, A. W., "Nonlinear programming," in *Proceedings of 2nd Berkeley Symposium*, Berkeley, 1951.
- [12] P. Terrell-Nash, "A parametric study of concrete slab system design," Faculty of Texas Tech University, Texas Tech University, 1972.
- [13] D. Bond, "The optimum design of concrete structures," *Engineering Optimization*, vol. 1, pp. 17-28, 1974.
- [14] J. J. Moragues-Terrades, "Diseño óptimo de estructuras aporticadas de hormigón armado ", Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos Universidad Politècnica de Valencia, Valencia, 1980.
- [15] R. H. Plaut, "Optimal beam and plate foundations for minimum compliance," *Journal of Applied Mechanics*, vol. 54, pp. 255-257, 1987.
- [16] A. Prakash, S. K. Agarwala, and K. K. Singh, "Optimum design of reinforced concrete sections," *Computers & Structures*, vol. 30, pp. 1009-1011, 1988.
- [17] B. L. Karihaloo and S. Kanagasundaram, "Minimum-weight design of structural frames," *Computers & Structures*, vol. 31, pp. 647-655, 1989.
- [18] J. J. Arenas and L. Villegas, "Análisis en teoría de segundo orden de las pilas del viaducto de Cruzul," *Hormigón y Acero*, vol. 171, p. 35, 1989.

- [19] S. Kanagasundaram and B. L. Karihaloo, "Minimum-cost design of reinforced concrete structures," *Computers & Structures*, vol. 41, pp. 1357-1364, 1991.
- [20] M. Gasch-Salvador, "Optimización de estructuras de forjados reticulares ", Departamento de Mecánica del Medio Continuo y Teoría de Estructuras Universidad Politecnica de Valencia, Valencia, 1991.
- [21] B. K. Chakraborty, "Models for Optimal Design of reinforced Concrete Beams," *Computers & Structures*, vol. 42, pp. 447-451, 1992.
- [22] M. R. Hannan, G. E. Johnson, and C. R. Hammond, "A general strategy for the optimal design of reinforced concrete footings to support wind loaded structures," *Journal of Mechanical Design*, vol. 115, pp. 751-756, 1993.
- [23] M. Z. Cohn and A. S. Dinovitzer, "Application of structural optimization," *ASCE Journal of Structural Engineering*, vol. 120, pp. 617-651, 1994.
- [24] R. Balling and X. Yao, "Optimization of reinforced concrete frames," *ASCE Journal of Structural Engineering* vol. 123, pp. 193-202, 1997.
- [25] M. J. Fadaee and D. E. Grierson, "Optimum design of pile-supported reinforced concrete footings," *Optimization and Control in Civil and Structural Engineering*, pp. 147-151, 1999.
- [26] S. Rizzo, R. Spallino, and G. Giambanco, "Shakedown optimal design of reinforced concrete structures by evolution strategies," *Engineering Computations*, vol. 17, pp. 440-458, 2000.
- [27] C. C. Ferreira, M. H. F. M. Barros, and A. F. M. Barros, "Optimal design of reinforced concrete T-sections in bending," *Engineering Structures*, vol. 25, pp. 951-964, 2003.
- [28] M. Torrano, "Diseño óptimo de secciones y elementos estructurales de hormigón armado," Universidad Politécnica de Cartagena, Cartagena, Murcia, 2003.
- [29] F. Bayramov, C. Tasdemir, and M. A. Tasdemir, "Optimisation of steel fibre reinforced concretes by means of statistical response surface method," *Cement & Concrete Composites*, vol. 26, pp. 665-675, 2004.
- [30] S. Rodrigues-Junior, L. Eloy-Vaz, and G. Barbosa-Guimaraes, "Optimum design of tall buildings in reinforced concrete subjected to wind forces," in *6th Congress of Structural and Multidisciplinary Optimization*, Rio de Janeiro, 2005.
- [31] T. Zou and S. Mahadevan, "A direct decoupling approach for efficient reliability-based design optimization," *Struct Multidisc Optim*, vol. 31, pp. 190-200, 2006.
- [32] T. Hong and M. Hastak, "Evaluation and determination of optimal MR&R strategies in concrete bridge decks," *Automation in Construction*, vol. 16, pp. 165-175, 2007.
- [33] M. Aschheim, E. Hernández-Montes, and L. M. Gil-Martín, "Optimal domains for strength design of rectangular sections for axial load and moment according to Eurocode 2," *Engineering Structures*, vol. 29, pp. 1752-1760, 2007.
- [34] P. I. Díaz, "Optimización del Diseño de Estructuras Bidimensionales de Hormigón Armado," Mecanica de los Medios Contínuos, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, 2007.

-
- [35] H. G. Kwak and J. Kim, "Optimum design of reinforced concrete plane frames based on predetermined section database," *Computer-Aided Design*, vol. 40, pp. 396-408, 2008.
- [36] P. Geyer, "Multidisciplinary grammars supporting design optimization of buildings," *Res Eng Design*, vol. 18, pp. 197-216, 2008.
- [37] H. Narasimhan and M. Y. L. Chew, "Integration of durability with structural design: An optimal life cycle cost based design procedure for reinforced concrete structures," *Construction and Building Materials*, vol. 23, pp. 918-929, 2009.
- [38] F. Biondini and D. M. Frangopol, "Lifetime reliability-based optimization of reinforced concrete cross-sections under corrosion," *Structural Safety*, vol. 31, pp. 483-489, 2009.
- [39] T. Y. Lin, "Load-balancing method for design and analysis of prestressed concrete structures," *Journal Proceedings ACII*, vol. 60, pp. 719-742, 1963.
- [40] J. F. Brotchie, "A criterion for optimal design of plates," *Journal ACI*, vol. 66, pp. 898-906, 1969.
- [41] G. G. B. Torres, J. F. Brotchie, and C. A. Cornell, "A program for the optimum design of prestressed concrete highway bridges," *PCI Journal*, vol. 11, pp. 63-71, 1966.
- [42] G. G. Goble, "Optimum design of prestressed beams," *Journals Proceedings ACI*, vol. 68, pp. 712-719, 1971.
- [43] F. R. Johnson Jr., "An interactive design algorithm for prestressed concrete girders," *Computers & Structures*, vol. 2, pp. 1075-1089, 1972.
- [44] U. Kirsch, "Optimum design of prestressed beams," *Computers and Structures*, vol. 2, pp. 573-583, 1972.
- [45] A. E. Naaman, "Minimum cost versus minimum weight of prestressed slabs," *ASCE J Struct Div*, vol. 102, pp. 1493-1505, 1976.
- [46] S. Ramamurthy, "Optimum design of prestressed concrete slabs using primal geometric programming," *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 13, pp. 229-247, 1978.
- [47] M. Z. Cohn and A. J. MacRae, "Optimization of structural concrete beams," *ASCE Journal of Structural Engineering*, vol. 110, pp. 1573-1589, 1984.
- [48] V. E. Saouma and R. S. Murad, "Partially prestressed concrete beam optimization," *Journal of Structural Engineering*, vol. 110, pp. 589-605, 1984.
- [49] H. L. Jones, "Minimum cost prestressed concrete beam design," *Journal of Structural Engineering*, vol. 111, pp. 2464-2479, 1985.
- [50] A. Samartín and M. A. Utrilla, "Optimization of prestressed concrete bridge decks (technical note)," *Computers & Structures*, vol. 41, pp. 553-560, 1991.
- [51] F. Erbatur, R. A. Zaid, and N. A. Dahman, "Optimization and sensitivity of prestressed concrete beams," *Computers & Structures*, vol. 45, pp. 881-886, 1992.
- [52] M. Z. L. Cohn, Z. , "Optimum limit design of continuous prestressed concrete beams," *ASCE Journal of Structural Engineering*, vol. 119, pp. 3551-3571, 1993.
-

- [53] Z. Lounis and M. Z. Cohn, "Multiobjective optimization of prestressed concrete structures," *Journal of Structural Engineering*, vol. 119, pp. 794-808, 1993.
- [54] M. Z. Cohn and Z. Lounis, "Optimal design of structural concrete bridge systems," *ASCE Journal of Structural Engineering*, vol. 120, pp. 2653-2673, 1994.
- [55] A. S. Al-Gahtani, S. S. Al-Saadoun, and E. A. Abul-Feilat, "Design optimization of continuous partially prestressed concrete beams," in *Computers & Structures* vol. 55, ed, 1995, pp. 365-371.
- [56] A. C. Aparicio, J. R. Casas, and G. Ramos, "Computer aided design of prestressed concrete highway Bridges," *Computers & Structures*, vol. 60, pp. 957-969, 1996.
- [57] Z. Lounis, M. S. Mirza, and M. Z. Cohn, "Segmental and conventional precast prestressed concrete I-bridge girders," *Journal of bridge engineering*, vol. 2, pp. 73-83, 1997.
- [58] M. B. Krakovski, "Optimization of RC structures using design of experiments," *Computers & Structures*, vol. 63, pp. 119-132, 1997.
- [59] S. Hernandez, A. N. Fontan, J. Diaz, and D. Marcos, "VTOP. An improved software for design optimization of pretressed concrete beams," *Advances in Engineering Software*, vol. 41, pp. 415-422, 2010.
- [60] H. Malekly, "A fuzzy integrated methodology for evaluating conceptual bridge design," *Expert Systems with Applications*, vol. 10.1016, 2010.
- [61] B. K. Chakrabarty, "A model for optimal design of reinforced concrete beam," *ASCE Journal of Structural Engineering*, vol. 118, pp. 3243-3243, 1992.
- [62] A. Adamu and B. L. Karihaloo, "Minimum cost design of RC beams using DCOC Part I: beams with freely-varying cross-sections," *Structural optimization*, vol. 7, pp. 237-251, 1994.
- [63] F. Y. A. Kocer, J. S., "Design of prestressed concrete transmission poles: optimization approach," *Journal of Structural Engineering*, vol. 122, pp. 804-815, 1996.
- [64] V. K. A. Koumousis, S.J. ; Vasiloglou, V. B., "Detailed design pf reinforced concrete buildings using logic programming," *Advances in Engineering Software*, vol. 25, pp. 161-176, 1996.
- [65] C. Coello-Coello, F. Santos-Hernandez, and F. Alonso-Farrera, "Optimal design of reinforced concrete beams using genetic algorithms," *Expert Systems with Applications*, vol. 2, pp. 101-108, 1997.
- [66] A. Coello-Coello, A. D. Christiansen, and S. Santos-Hernández, "A simple genetic algorithm for the design of reinforced concrete beams," *Engineering with Computers*, vol. 13, pp. 185-197, 1997.
- [67] V. K. A. Koumousis, S.J., "Genetic algorithms in optimal detailed design of reinforced concrete members," *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, vol. 13, pp. 43-52, 1998.
- [68] J. P. B. Leite and B. H. V. Topping, "Improves genetic operators for structural engineering optimization," *Advances in Engineering Software*, vol. 29, pp. 529-562, 1998.

-
- [69] M. Y. Rafiq and C. Sothcombe, "Genetic algorithms in optimal design and detailing of reinforced concrete columns supported by a declarative approach for capacity checking," *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, vol. 69, pp. 443-458, 1998.
- [70] S. Rajeev and C. S. Krishnamoorthy, "Genetic algorithm-based methodology for design optimization of reinforced concrete frames," *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, vol. 13, pp. 63-74, 1998.
- [71] W. M. Jenkins, "Improving structural design by genetic search," *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, vol. 13, pp. 5-11, 1998.
- [72] M. H. Imam, "Shape optimization of umbrella-shaped concrete shells subjected to self-weight as the dominant load," *Computers & Structures*, vol. 69, pp. 513-524, 1998.
- [73] M. J. Fadaee and D. E. Grierson, "Design optimization of 3D reinforced concrete structures having shear walls," *Engineering with Computers*, vol. 14, pp. 139-145, 1998.
- [74] K. W. G. Park, D.E., "Pareto-optimal conceptual design of the structural layout of buildings using a multicriteria genetic algorithm," *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, vol. 14, pp. 163-170, 1999.
- [75] B. Ceranic, C. Fryer, and R. W. Bines, "An application of simulated annealing to the optimum design of reinforced concrete retaining structures," *Computers & Structures*, vol. 79, pp. 1569-1592, 2001.
- [76] K. W. Chau and F. Albermani, "Knowledge-based system on optimum design of liquid retaining structures with Genetic Algorithms," *ASCE Journal of Structural Engineering*, vol. 129, pp. 1312-1322, 2003.
- [77] M. S. Leps, M., "New approach to optimization of reinforced concrete beams," *Computers & Structures*, vol. 81, pp. 1957-1967, 2003.
- [78] C. A. Lee, J., "Flexural design of reinforced concrete frames by genetic algorithm," *ASCE Journal of Structural Engineering* vol. 129, pp. 762-775, 2003.
- [79] C. Camp, S. Pezeshk, and H. Hansson, "Flexural design of reinforced concrete frames using a genetic algorithm," *ASCE Journal of Structural Engineering*, vol. 130, pp. 741-752, 2003.
- [80] S. K. Barakat, N; Taha, M.Q. , "Single objective reliability-based optimization of prestressed concrete beams," *Computers & Structures*, vol. 81, pp. 2501-2513, 2003.
- [81] A. A. F. Al-Harthy, D.M. , "Reliability-based design of prestressed concrete beams," *Journal of Structural Engineering*, vol. 120, pp. 3156-3178, 1994.
- [82] S. B.-H. Barakat, K.; Taha, M.Q. , "Multi-objective reliability-based optimization of prestressed concrete beams," *Structural Safety*, vol. 26, pp. 311-344, 2004.
- [83] E. M. R. Fairbairn, M. M. Silvosio, R. D. Toledo, J. L. D. Alves, and N. F. F. Ebecken, "Optimization of mass concrete construction using genetic algorithms," *Computers & Structures*, vol. 82, pp. 281-299, 2004.
-

- [84] J. Kong, "Optimal drift design of tall reinforced concrete buildings using genetic algorithms," in *Computational Mechanics. WCCM VI in conjunction with APCOM'04.*, Beijing, China. , 2004.
- [85] M. G. Sahab, A. F. Ashour, and V. V. Toropov, "A hybrid genetic algorithm for reinforced concrete flat buildings," *Computers & Structures*, vol. 83, pp. 551-560, 2005.
- [86] R. J. Hooke, T. A. , "Direct search solution of numerical and statistical problems," *Journal of the ACM*, vol. 8, pp. 212-229, 1961.
- [87] A. N. Miyamoto, H.; Kruszka, L., "Application of the improved immune algorithm to structural design support system," *Journal of Structural Engineering*, vol. 130, pp. 108-120, 2004.
- [88] M. A. Carrera, "Optimización heurística de pórticos de paso de carretera," Ingeniería de la Construcción, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, 2004.
- [89] M. A. Carrera, J. Alcalá, V. Yepes, and F. González-Vidosa, "Optimización heurística de pórticos de paso de carretera de hormigón armado," *Hormigón y Acero*, vol. 236, pp. 85-96, 2005.
- [90] M. A. Carrera, J. Alcalá, V. Yepes, and F. González-Vidosa, "Optimización por cristalización simulada de pórticos de paso de carretera de hormigón armado," in *III Congreso de ACHE de Puentes y Estructuras, Zaragoza, noviembre Zaragoza, 2005*, pp. 707-717.
- [91] M. F. Liu, D. M., "Bridge annual maintenance prioritization under uncertainty by multiobjective combinatorial optimization," *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, vol. 20, pp. 343-353, 2005.
- [92] G. F. Sirca Jr. and H. Adeli, "Cost optimization of prestressed concrete bridges," *Journal of Structural Engineering*, vol. 131, pp. 380-389, 2005.
- [93] C. Perea, "Heuristic optimization of reinforced concrete road box frames," Ingeniería de la Construcción, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, 2004.
- [94] C. Perea, "Optimización heurística de marcos de carretera de hormigón armado," Ingeniería de la Construcción, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, 2006.
- [95] C. Perea, "Heuristic optimization of reinforced concrete frame bridges". , Ingeniería de la Construcción, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, 2007.
- [96] C. Perea, V. Yepes, J. Alcalá, A. Hospitaler, and F. González-Vidosa, "A parametric study of optimum road frame bridges by threshold acceptance," *Indian Journal of Engineering & Materials Sciences*, vol. 17, pp. 427-438, 2010.
- [97] V. Srinivas and K. Ramanjaneyulu, "An integrated approach for optimum design of bridge decks using genetic algorithms and artificial neural networks," *Advances in Engineering Software*, vol. 38, pp. 475-488, 2007.
- [98] C. Perea, J. Alcalá, V. Yepes, F. González-Vidosa, and A. Hospitaler, "Design of reinforced concrete bridge frames by heuristic optimization," *Advances in Engineering Software*, vol. 39, pp. 676-689, 2008.

-
- [99] J. G. V. Alcalá González, Fernando; Yepes Piqueras, Victor, "Cristalización simulada aplicada a la optimización económica de muros ménsula de contención de hormigón armado," *Hormigón y Acero*, vol. 236, pp. 97-108, abril-junio 2005.
- [100] J. Alcalá, M. A. Carrera, C. Perea, V. Yepes, and F. González-Vidosa, "Cristalización simulada aplicada a la optimización económica de muros de contención," presented at the Congreso de ACHE de Puentes y Estructuras, Zaragoza, 2005.
- [101] V. Yepes, J. Alcalá, C. Perea, and F. González-Vidosa, "A parametric study of optimum earth-retaining walls by simulated annealing," *Engineering Structures*, vol. 30, pp. 821-831, 2007.
- [102] A. Carbonell Lombardero, "Optimización heurística de bóvedas de paso de carretera," Ingeniería de la Construcción, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, 2005.
- [103] A. M. Carbonell, F.J.; Yepes, V.; Hospitaler, A.; González-Vidosa, F. , "Threshold accepting optimization of road vaults and rectangular hollow bridge piers," in *Proceedings of the Tenth International Conference on Computer Aided Optimum Design in Engineering (OPTI-2007)*, 2007, pp. 141-150.
- [104] A. Y. Carbonell, V.; González-Vidosa, F. , "Heuristic optimization of reinforced concrete road vault underpasses," in *Proceedings Sixth International Conference on Engineering Computational Technology*, Athens (Greece), 2008.
- [105] A. Carbonell Lombardero, "Optimización heurística de bóvedas de paso de hormigón armado". , " Ingeniería de la Construcción, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, 2009.
- [106] V. Govindaraj and J. V. Ramasamy, "Optimum detailed design of reinforced concrete continuous beams using genetic algorithms," *Computers & Structures*, vol. 84, pp. 34-49, 2005.
- [107] M. Y. P. Rafiq, I.S.J.; Easterbrook, D.J.; Denham, S.L, "Visualizing search and solution spaces in the optimum design of biaxial columns," *ASCE Journal of Computing in Civil Engineering*, pp. 88-99, 2006.
- [108] F. Martínez-Martín, "Optimización heurística de pilas rectangulares huecas de hormigón armado," *Hormigón y Acero*, vol. 244, pp. 67-80, 2007.
- [109] F. Martínez-Martín, "Optimización heurística de pilas rectangulares huecas de hormigón armado," Ingeniería de la Construcción, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, 2008.
- [110] F. Martínez-Martín, F. González-Vidosa, A. Hospitaler, and J. Alcalá, "Design of tall bridge piers by ant colony optimization," *Engineering Structures*, pp. 2320-2330, 2011.
- [111] F. Martínez-Martín, F. González-Vidosa, A. Hospitaler, and V. Yepes, "Heuristic optimization of RC bridge piers with rectangular hollow sections," *Computers & Structures*, vol. 88, pp. 375-387, 2010.
- [112] I. Payá, V. Yepes, and F. Gonzalez-Vidosa, "Optimización heurística de pórticos de edificación de hormigón armado," *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, vol. 22, pp. 241-260, 2006.
-

- [113] I. Payá, "Optimización heurística de pórticos de edificación de hormigón armado," Ingeniería de la Construcción, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, 2007.
- [114] I. Payá, V. Yepes, F. González-Vidosa, and A. Hospitaler, "Multiobjective optimization of reinforced concrete building frames by simulated annealing," *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, , vol. 23, pp. 575-590, 2008.
- [115] I. Payá, V. Yepes, A. Hospitaler, and F. Gonzalez-Vidosa, "CO₂-optimization of reinforced concrete frames by simulated annealing," *Engineering Structures*, vol. 31, pp. 1501-1509, 2009.
- [116] I. Payá and V. Yepes, "On the weibull cost estimation of building frames designed by simulated annealing," *Meccanica*, vol. 45, pp. 693-705, 2010.
- [117] Ş. Atabay, "Cost optimization of three-dimensional beamless reinforced concrete shear-wall systems via genetic algorithm," *Expert systems with Applications* vol. 36, pp. 3555-3566, 2009.
- [118] S. Barakat and S. Altoubat, "Application of evolutionary global optimization techniques in the design of RC water tanks," *Engineering Structures*, vol. 31, pp. 332-335, 2009.
- [119] J. Alcalá, "Optimización heurística económica de tableros de puentes losa pretensados," Ingeniería de la Construcción, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, 2010.
- [120] J. V. Martí, V. Yepes, F. González-Vidosa, and A. Luz, "Automated design of prestressed concrete precast road bridges with hybrid memetic algorithms," *Diseño automático de tableros óptimos de puentes de carretera de vigas artesa prefabricadas mediante algoritmos meméticos híbridos*, // 2013.
- [121] C. V. Camp and F. Huq, "CO₂ and cost optimization of reinforced concrete frames using a big bang-big crunch algorithm," *Engineering Structures*, vol. 48, pp. 363-372, 3// 2013.
- [122] C. Jørgensen, R. Grastveit, J. Garzón-Roca, I. Payá-Zaforteza, and J. M. Adam, "Bearing capacity of steel-caged RC columns under combined bending and axial loads: Estimation based on Artificial Neural Networks," *Engineering Structures*, vol. 56, pp. 1262-1270, // 2013.
- [123] C. K. J.D and L. Venkat, "Genetic algorithm based optimum design of prestressed concrete beam," *International Journal of Civil and Structural Engineering*, vol. 3, pp. 644-654, 2013.
- [124] O. J. E. Koskisto, R., "Reliability-based optimization of plant precast concrete structures," *Journal of Structural Engineering*, vol. 1, pp. 298-305, 1997.
- [125] L. Catalo, "Genetic anti-optimization for reliability structural assessment of precast concrete structures," *Computers & Structures*, vol. 82, pp. 1053-1065, 2004.
- [126] L. C. Sgambi, L. ; Bontempi, F., "Ottimizzazione delle caratteristiche geometriche dei solai alveolari," in *Atti delle Giornate AICAP*, ed. Verona, 2004, p. 4.
- [127] F. A. Ahmadkhanlou, H., "Optimum cost design of reinforced concrete slabs using neural dynamics model," *Engineering Applications of Artificial Intelligence*, vol. 18, pp. 65-72, 2005.

-
- [128] V. C. E. D. Castilho, M.K.; Nicoletti, M.C, "An investigation of the use of three selection based genetic algorithm families when minimizing the production cost of hollow core slabs," *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg*, vol. 194, pp. 4651-4668, 2005.
- [129] K. M. A. O. Hossain, O.O, "Design optimization of simply supported concrete slabs by finite element modelling," *Struct Multidisc Optim* vol. 30, pp. 76-88, 2005.
- [130] V. C. E. D. Castilho, M.K.; Nicoletti, M.C, "Using a modified genetic algorithm to minimize the production costs for slabs of precast prestressed concrete joists," *Engineering Applications of Artificial Intelligence* vol. 20, pp. 519-531, 2007.
- [131] M. G. Sahab, "Sensitivity of the optimum design of reinforced concrete flat slab buildings to the unit cost components and characteristic material strengths," *Asian journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, vol. 9, pp. 487-503, 2008.
- [132] J. Noorzai, J. N. Wong, W. A. Thanoon, and M. S. Jaafar, "Software development for optimal design of different precast slabs," *Pertanika J. Sci. & Technol*, vol. 17, pp. 69-86, 2009.
- [133] M. M. O. Marzouk, O. A. ; Hamid, M.S.A. ; El-Said, M. E. , "An optimization algorithm for simulation-based planning of low-income housing projects," *Journal of Advanced Research*, vol. 1, pp. 291-301, 2010.
- [134] Behrouz Ahmadi-Nedushan and H. Varaee, "Minimum cost design of concrete slabs using particle swarm optimization with time varying acceleration coefficients," *World Applied Sciences Journal*, vol. 13, pp. 2484-2494, 2011.
- [135] M. K. E. D. Augusto T. de Albuquerque, Antonio M.C. Melo, " A cost optimization-based design of precast concrete floors using genetic algorithms," *Automation in Construction* vol. 22, pp. 348-356, 2012.
- [136] M. El Semelawy, A. O. Nassef, and A. A. El Damatty, "Design of prestressed concrete flat slab using modern heuristic optimization techniques," *Expert Systems with Applications*, vol. 39, pp. 5758-5766, // 2012.

Capítulo 3

Modelo geométrico

3.1 INTRODUCCIÓN

La metodología empleada en esta tesis para el diseño de placas alveolares en situación de incendio mediante un algoritmo de optimización, requiere del modelado geométrico de la placa alveolar, para determinar las variables geométricas asociadas y en función de ellas establecer la función objetivo y las restricciones del problema.

$$\min_{\bar{x} \in \mathbb{R}^{N_r}} f(\bar{x})$$

sujeto a:

$$h_n(\bar{x}) = 0 \quad n = 1, \dots, p$$

$$g_n(\bar{x}) \leq 0 \quad n = 1, \dots, m$$

La geometría de la placa alveolar está limitada, entre otros aspectos, por el sistema de fabricación de la misma, en este capítulo se analizan los diferentes sistemas de fabricación y las restricciones que imponen a las variables geométricas de la placa.

En este capítulo se persigue obtener un modelo geométrico general de la placa alveolar pretensada, con un total de 23 variables geométricas \bar{x} , que permita reproducir cualquier geometría, independiente del sistema de fabricación de la placa alveolar.

Adicionalmente se incluyen como variables geométricas la posición vertical y diámetro de las armaduras.

A partir de las variables geométricas se establecen las ligaduras $h_n(\bar{x})=0$ entre ellas, dado que todas ellas no son independientes, y las restricciones $g_n(\bar{x})\leq 0$ tanto normativas como de fabricación.

Se concluye el capítulo con un estudio estadístico de las variables geométricas de las placas, tomando como base un amplio rango de fabricantes nacionales y extranjeros. Del estudio se obtienen los valores representativos de las diferentes variables geométricas del modelo.

3.2 DEFINICIÓN GEOMÉTRICA

Morfológicamente la placa alveolar es un elemento monolítico con un canto total constante y al que se le han dispuesto una serie de cables pretensados. Geométricamente se dice que está dividida en una placa superior y otra inferior (también denominadas alas), unidas a través de almas verticales (denominadas nervios), formando así huecos longitudinales (denominados alveolos) en la sección transversal. La sección transversal es constante y presenta un eje vertical simétrico.

Lateralmente las placas alveolares poseen un perfil (denominado junta) en el que se introduce hormigón en obra, cuya misión es la transmisión de esfuerzos cortantes entre placas adyacentes. Consiguiendo así que las placas del forjado trabajen de forma conjunta a la hora de transmitir cargas verticales.

Embebidas longitudinalmente en la placa alveolar, se disponen las armaduras. Éstas son tendones de acero, que son pretensados durante el hormigonado de la placa, siendo los mismos, capaces de transferir la fuerza de pretensado a la sección de hormigón para dotarla de una tensión inicial previa a la puesta en carga.

En el mercado, el ancho más habitual de las placas alveolares es de 1,2 m y su rango de cantos estándar abarca desde los 16 hasta los 50 cm. Aunque son mucho menos comunes también aparecen en el mercado placas de ancho reducido de 0,6 o 1 m.

La variedad de tecnologías de fabricación disponibles en el mercado hace que exista cierta variabilidad en el aspecto geométrico entre distintas placas alveolares, principalmente en la geometría de los alveolos. La forma que pueden adoptar los alveolos varía desde la circular a la mixtilínea, pasando por la ovoide o elíptica.

También existe cierta variabilidad en la forma de las juntas y por supuesto en la dimensión y posición de las armaduras, debido fundamentalmente a las exigencias mecánicas requeridas para cada placa.

Algunos ejemplos de formas geométricas para la placa alveolar son los siguientes:

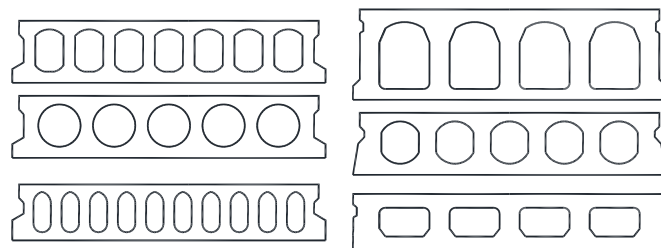


Figura 3-1 Variabilidad de formas geométricas [1].

En el ámbito europeo la norma de producto UNE EN 1168 [2] limita la geometría de las placas alveolares en ciertos parámetros, disponiendo además, a nivel nacional, litaciones adicionales la Instrucción Española de Hormigón estructural EHE-08 [3].

En el presente estudio se han diferenciado diversas zonas de la geometría de la placa alveolar, para facilitar el análisis geométrico de la sección y para ordenar de algún modo el modelo geométrico que más adelante se presentará, que se observan en la Figura 3-2:

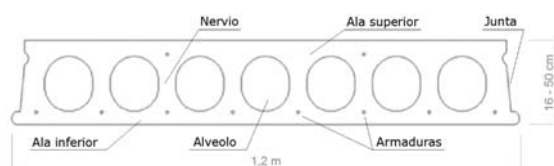


Figura 3-2 Sección tipo de Placa alveolar.

- Nervio y Alveolo: se denomina alveolo al hueco longitudinal producido por técnicas específicas de fabricación que tiene como principal objetivo el aligeramiento de la sección. El nervio o alma, es la parte vertical de hormigón entre dos alveolos adyacentes o entre el alveolo extremo y el lateral de la placa (nervios intermedios y extremos, respectivamente). Además el ala es la parte horizontal de hormigón, superior o inferior, que constituye los bordes exteriores de la placa y generan interiormente junto con los nervios la geometría del alveolo.
- Junta lateral: Como se ha indicado anteriormente la junta lateral es el perfil lateral en los bordes longitudinales de la placa alveolar, configurada de tal forma que permita introducir la lechada de hormigón “in situ” y las armaduras de atado, si son necesarias, entre dos placas adyacentes y así transmitir esfuerzos cortantes entre ellas.
- Armaduras: Las armaduras activas son tendones longitudinales de acero embebidos en la masa de hormigón que han sido pretensados de forma previa al hormigonado. Éstos permiten transferir los esfuerzos de pretensado a la placa alveolar, confiriéndole las características propias de una sección de hormigón pretensado.

3.3 PROCESO DE FABRICACIÓN

Las placas alveolares pretensadas se fabrican a través de procesos industriales, procesos altamente tecnificados que permiten obtener un producto de alta calidad. Estos procesos industriales se desarrollan, generalmente, en plantas industriales (Figura 3-3), en las que se sigue el siguiente proceso para obtener el producto acabado denominado “placa alveolar pretensada”.



Figura 3-3. Esquema de planta de prefabricados. Resimart, Chiva (Valencia).

- **Fase 1.-** Las placas alveolares pretensadas se confeccionan en pistas de fabricación longitudinales, de 110 metros lineales o más. En esta primera fase se preparan las pistas limpiando las mismas, este cometido suele desarrollarlo una máquina limpiadora que se dispone en la cabecera de la pista y recorre longitudinalmente la misma. Una vez limpia se dispone sobre la pista aceite desengrasante.
- **Fase 2.-** Disposición de los cables y tranzas que generaran la armadura activa. Se disponen en las cabeceras de la pista el patrón de armado, a través del que se lanzan los cables y tranzas, llevándolos hasta el final de la pista, siendo los mismos generalmente de ida y vuelta.



Figura 3-4. Bancada de tesado con anclaje de tendones (Imagen cedida por HORVITEN VALENCIA, S.A)

- **Fase 3.-** Tesado de las armaduras activas. Los cables y tranzas dispuestas en una pista, son tesados generalmente de forma simultánea, aunque se puede realizar esta operación de forma individual cable a cable. Es una maquina o un pistón de tesado el que permite la realización de esta operación. El desplazamiento de este equipo se realiza de forma transversal a la pista. Una vez tesados los cables, estos se anclan en las plantillas de las cabeceras a través de cuñas de anclaje por penetración.



Figura 3-5 Plantilla de alineación de cables (Imagen cedida por HORVITEN VALENCIA, S.A)

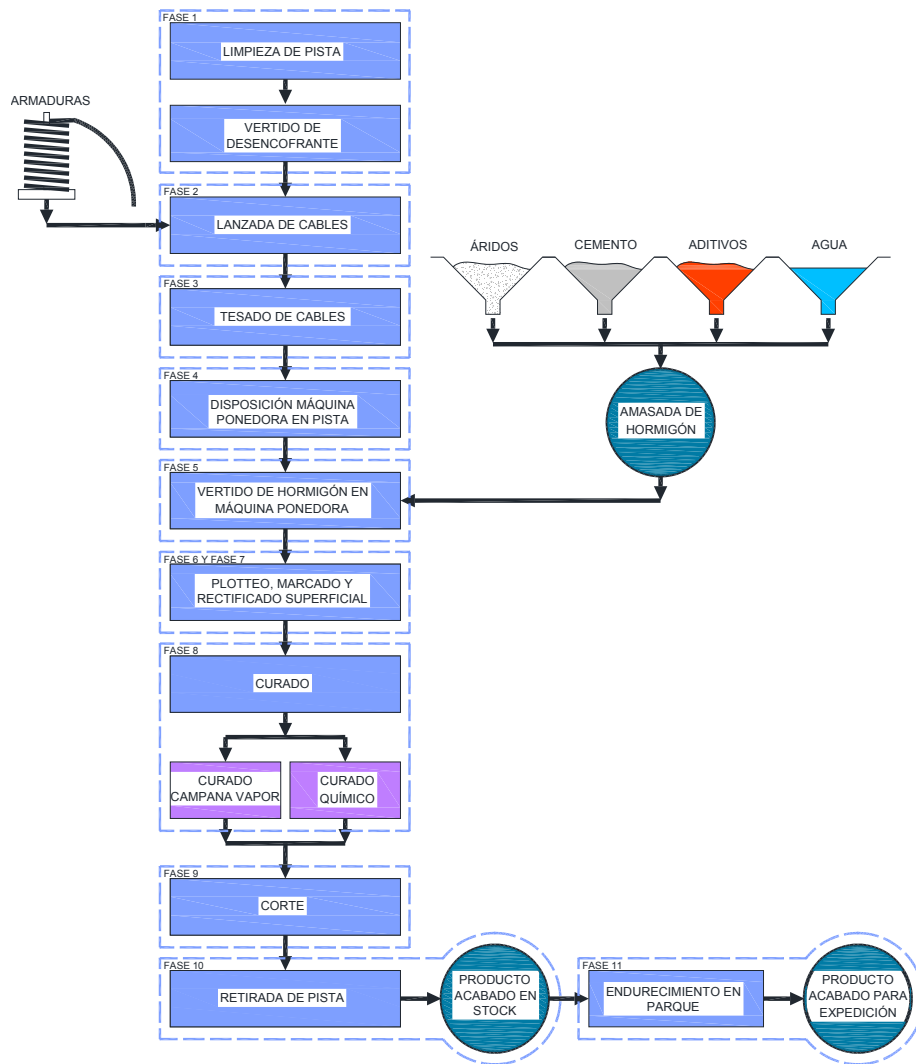


Figura 3-6. Diagrama de flujo del proceso industrial.

- **Fase 4.-** Disposición en pista de la máquina ponedora. Se sitúa en cabecera de la pista la máquina que al avanzar, dispondrá sobre la pista el hormigón con la geometría transversal de placa, función del molde y tecnología de la máquina.

- **Fase 5.-** Transporte del hormigón. El hormigón necesario para generar la geometría de la placa, se fabrica en la central de hormigonado de la planta, que se encuentra por regla general situada en el lateral de las pistas. Para alimentar la máquina ponedora se desplaza el hormigón con cubilotes desde la central de hormigonado hasta la tolva de alimentación de la propia máquina ponedora.



Figura 3-7 Equipo de vertido (Imagen cedida por HORVITEN VALENCIA, S.A)



Figura 3-8 Cubilote de transporte de hormigón (Imagen cedida por HORVITEN VALENCIA, S.A)

- **Fase 6.-** Plotteo y marcado. Se marcan todos los huecos y aperturas que se van a realizar en las placas, así como los puntos donde se deben cortar las placas. En esta fase también se disponen en cada placa sus datos identificativos, para una correcta trazabilidad de la misma. Existen máquinas de plotteo que realizan estas operaciones de forma automatizada, teniendo las mismas un desplazamiento longitudinal a lo largo de la pista.



Figura 3-9 Pista de fabricación de placas alveolares (Imagen cedida por HORVITEN VALENCIA, S.A).

- **Fase 7.-** Una vez dispuesto todo el hormigón a lo largo de la pista, y estando el hormigón fresco, se pasa a realizar el mecanizado de la placa. Estos hueco se pueden realizar a mano o bien con un maquina al uso.
- **Fase 8.-** Curado. Dependiendo de los requerimientos necesarios, puede ser requerido el curado del hormigón a través del curado químico o bien a través del uso de campanas de vapor o bien pistas calefactadas, con el fin de controlar la pérdida de humedad y la temperatura del hormigón.



Figura 3-10. Curado con recubrimiento con lámina plástica

- **Fase 9.-** Corte de la pista. Una vez alcanzada la resistencia mínima requerida en el hormigón para poder extraer y manipular las placas de las pistas, se cortan los cables en las cabeceras y se procede al corte de las placas.



Figura 3-11 Máquina cortadora (Imagen cedida por HORVITEN VALENCIA, S.A).

- **Fase 10.-** Extracción de las placas y disposición en parque. Después de cortar, las placas son retiradas con pinzas, y dispuestas sobre sistemas de apilamiento, palets,

etc. ..., para retirarlas del interior de la nave. Las placas pasan los correspondientes controles de calidad, y después se sellan los huecos con tapones y se marcan con los números identificativos del proyecto. El siguiente paso es su disposición en el almacén de stocks, generalmente al aire libre y que se denomina parque de prefabricados.

- **Fase 11.-** Manipulación de placas. Esta fase contempla todas las operaciones que inciden sobre la placa desde su retirada del parque, transporte y disposición en obra.

Cabe indicar que la gran cantidad de movimientos de máquinas así como de materiales en el interior de la planta de prefabricados, hace que generalmente estas instalaciones dispongan de puentes grúa. Una correcta logística de los mismos permite un óptimo rendimiento de toda la instalación de prefabricación.



Figura 3-12 Equipo para la retirada de pista (Imagen cedida por HORVITEN VALENCIA, S.A).

3.3.1 Tecnología de las máquinas ponedoras.

Conocido el proceso, las tres tecnologías básicas de fabricación de las ponedoras se diferencian entre sí por el equipo de moldeo, y por tanto aparecen tres tipologías de máquinas de moldeo:

- Sistema extruder o spiroll: este utiliza máquinas de extrusión en las cuales el hormigón pasa por una serie de tornillos sinfín, generando la sección de la placa

en una única operación. La geometría de los alveolos de las placas fabricadas con esta tecnología es generalmente circular.

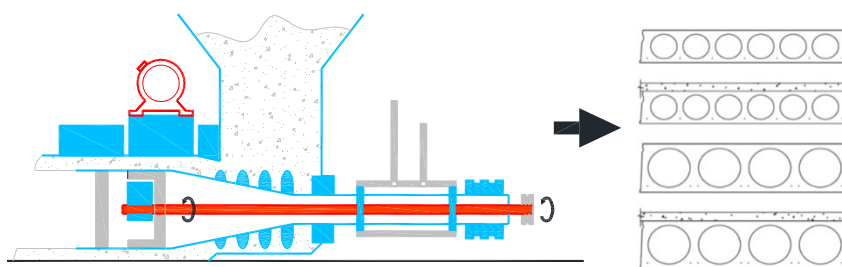


Figura 3-13 Weiler GmbH, Alemania.

Esta tecnología de fabricación está mayoritariamente extendida en los países anglosajones. El rango de cantos posibles es de los 15 a 40 cm, para ello es necesario el cambio del bloque moldeador, esta operación puede hacerse con relativa agilidad. Una de las principales ventajas de esta tecnología es el empleo de hormigones más secos, lo que conlleva la disminución de la cantidad de cemento a utilizar. Un inconveniente, que puede ser importante, es su lenta velocidad de moldeo que está en el entorno de 1,3 m/min.

- Sistema de vibro-compresión: Otra tecnología de fabricación destacable es la de vibro-compresión. Se trata también de un sistema con moldeo en una sola fase. Es el sistema más extendido en España, donde “Prensoland” destaca como una de las marcas comerciales más extendida.

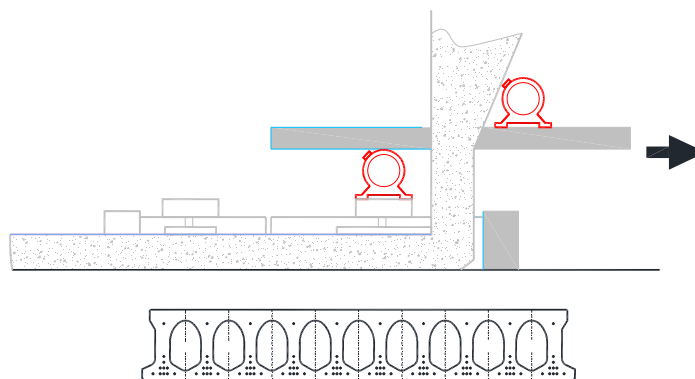


Figura 3-14. Esquema básico vibro-compresión.

En la morfología de estos equipos se distinguen tres elementos clave: La tolva de alimentación, el núcleo vibrante y el molde afinador. Se trata de equipos no

autopropulsados ya que disponen de un cable de arrastre que obliga su movimiento, anclado a una de las bancadas de la pista.

En estas máquinas también son tres los parámetros de regulación posible: La intensidad y frecuencia de vibración del núcleo vibrante, la velocidad de arrastre y la altura de columna de hormigón en la tolva de alimentación. Este último parámetro es muy importante ya que la compactación de la amasada no solo depende de la vibración del núcleo sino que también juega un papel importante la presión ejercida por la columna de hormigón en la tolva.

Con la intención de obtener una correcta compactación es habitual mantener una altura de hormigón constante en la tolva. Para ello los equipos disponen de una segunda tolva que recibe el cubilote desde la central de hormigonado que servirá paulatinamente a la de alimentación para mantener su altura constante.

Además de los tres parámetros citados, que son controlables en los equipos de moldeo por vibro-compresión, la posibilidad de sustitución de los moldes afinadores permitiría una variabilidad importante en la posible geometría de la placa alveolar. No obstante de manera frecuente los fabricantes poseen un único molde afinador para cada canto a fabricar.



Figura 3-15 Moldes afinadores de Placa Alveolar para máquina de vibro-compresión (Imagen cedida por HERMO, S.L).

El sistema de vibro-compresión es un sistema con una alta velocidad de moldeo, 2-3 m/min. El hormigón empleado también es seco, 0-2 cm de asiento del cono de Abrahms. Una de sus principales ventajas es la versatilidad que ofrece en cuanto a geometrías de fabricación.

Habitualmente con el mismo equipo de vibro-compresión pueden fabricarse elementos con geometrías tan dispares como las placas alveolares, viguetas, prelosas o correas tubulares; únicamente con el cambio del molde afinador. Esta versatilidad es una de las principales razones por la que su empleo está muy extendido en España.

- Sistema slipform: por último, este sistema utiliza máquinas moldeadoras y vibratoras que vierten el hormigón en tres fases consecutivas. En primer lugar se vierte la losa de intradós (alas inferiores), posteriormente se vierten las nervaduras con ayuda de moldes con la forma del alveolo, anclados al bastidor de la máquina vibradora y por último se vierte la losa del supradós (alas superiores). La disposición del hormigón es por capas recibiendo la vibración del molde, la geometría del alveolo resultante es oblonga.

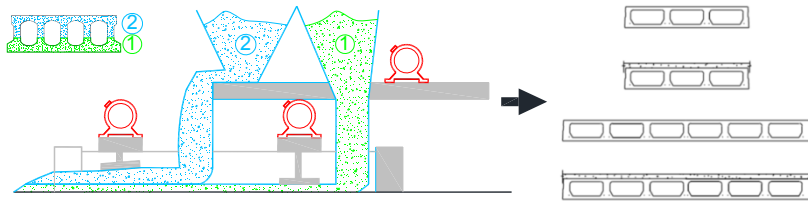


Figura 3-16 Weiler GmbH, Alemania

El sistema slipform era el más utilizado hace unas décadas en España y en la actualidad todavía conserva su uso para la fabricación de cantos altos, a partir de 50 cm.

3.4 MODELO GEOMÉTRICO.

Un modelo es un esquema teórico, en forma matemática, de una realidad compleja que se elabora para facilitar su comprensión y poder estudiar su comportamiento.

A continuación se define un modelo geométrico para caracterizar completamente la placa alveolar, con el objeto de aplicar sobre él un problema de optimización.

Así se define el problema de optimización de la placa alveolar del modo siguiente:

$$\min_{\bar{x} \in \mathbb{R}^{N_r}} f(\bar{x})$$

sujeto a:

$$h_n(\bar{x}) = 0 \quad n = 1, \dots, p$$

$$g_n(\bar{x}) \leq 0 \quad n = 1, \dots, m$$

$$x_i \in D_i \quad D_i = (d_{i1}, d_{i2}, \dots, d_{iq}) \quad i = 1, \dots, n_d$$

Siendo $A = \{\bar{x} \in \mathbb{R}^{N_r} : h_n(\bar{x}) = 0, g_n(\bar{x}) \leq 0\}$ la región de soluciones factibles del problema, donde se quiere encontrar la solución óptima.

El modelo geométrico aportará restricciones y ligaduras del tipo $h_n(\bar{x})$ y $g_n(\bar{x})$

3.4.1 Variables de modelo geométrico.

Las variables \bar{x}_g , del modelo geométrico de la placa alveolar se agrupan en los siguientes conjuntos:

- Forjado.
- Alveolo.
- Junta.
- Nervio.

3.4.1.1 Forjado.

Este conjunto incluye los elementos del modelo que definen, de forma general el forjado, sin detallar sus características geométricas específicas.

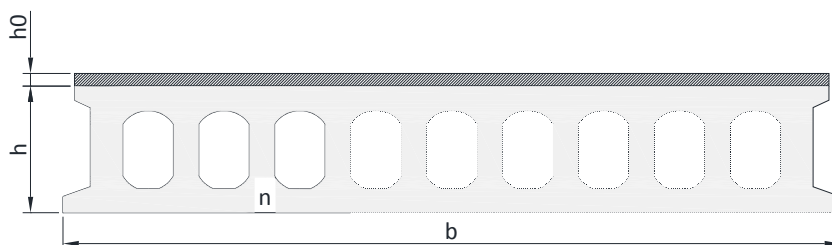


Figura 3-17 Esquema de variables asociadas a la placa.

La definición y nomenclatura de las variables geométricas de la placa se muestran en la Tabla 3-1.

Tabla 3-1 Variables geométricas – Placa

Nº	Elemento	Descripción
P1.1	b	Ancho de la placa. Se trata de una variable normalmente fija y que en España casi de forma generalizada adquiere el valor de 1200 mm.
V1.1	h	La variable h representa el canto de la placa alveolar pretensada. Es una variable discreta que puede tomar el valor de cualquier subconjunto de magnitudes de entre las siguientes (16-20-25-30-35-40-45-50). El subconjunto de magnitudes que defina la variabilidad de h se definirá en cada plan experimental.
V1.2	h_0	La variable h_0 representa el canto de la losa o capa de compresión. Junto con h , estas dos variables definen de forma global el forjado de placa alveolar pretensada. Es una variable discreta que puede tomar el valor de cualquier subconjunto de magnitudes de entre las siguientes (0-5-8-15-20). El subconjunto de magnitudes que defina la variabilidad de h_0 se definirá en cada plan experimental.
V1.3	n	La variable n representa el número de alveolos de la placa alveolar. Es una variable que únicamente puede tomar valores naturales.

3.4.1.2 Alveolo

El alveolo tiene como objeto aligerar la placa alveolar pretensada. Los orificios o alveolos presentan múltiples diseños, desde circulares a elípticos pasando por diversos perfiles mixtilíneos. Hay que recordar que por regla general son función de la tecnología de fabricación.

En general se practican alveolos circulares para losas de canto reducido y orificios más alargados cuando se trata de losas con mayores cantos.

En el diseño de los alveolos se presta especial atención a los enlaces superiores e inferiores para evitar concentraciones de tensión y mantener reducido el espesor de las losas de hormigón que están encima y debajo de los orificios.

Se muestra a continuación el modelo geométrico propuesto para el alveolo:

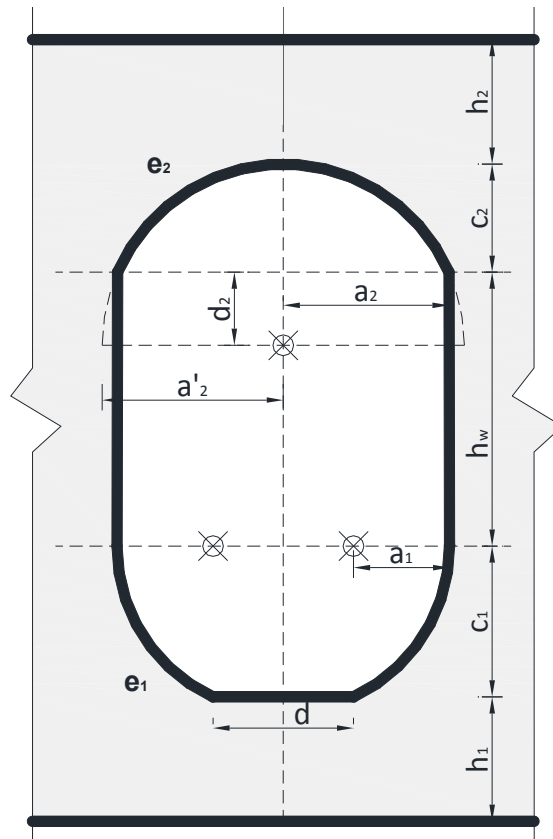


Figura 3-18 Variables del alveolo

Se ha adoptado para las zonas curvas del alveolo el modelo de *curva de Lamé* o *superelipse*, ya que la variabilidad de forma que permite es bastante amplia.

La formulación de la curva de Lamé, para el cuadrante positivo, es:

$$\left(\frac{x}{a}\right)^n + \left(\frac{y}{b}\right)^n = 1 \quad (3-1)$$

Las superelipses son una forma generalizada de la elipse, con centro en O y semiejes mayores y menores con valores a y b , respectivamente. Éstas adquieren distinta denominación en función de su exponente. Su representación gráfica es la siguiente:

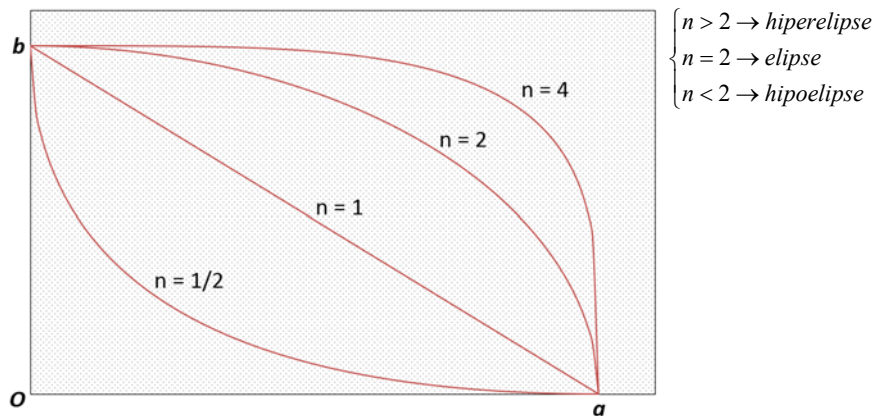


Figura 3-19 Superelipses o Curvas de Lamé

Para la curvatura superior del modelo de alveolo se han adoptado dos segmentos de curva entre la elipse y la hiperelipse, con $n = e_2 \in [2, 4]$. Esta pronunciada curvatura se ha elegido así para permitir el ajuste correcto de curvatura exigido por la UNE-EN 1168 [2].

Los ejes de dicha curva son $c_2 + d_2$ y a_2' y el centro será común para ambas y estará situado en el eje de simetría vertical del alveolo.

Por tanto la variable secundaria a_2' está ligada al resto siguiendo la siguiente expresión:

$$a_2' = \frac{a_2}{\left[1 - \left(\frac{d_2}{d_2 + c_2}\right)^{e_2}\right]^{1/e_2}} \quad (3-2)$$

Por otro lado, en la zona curva inferior se emplean dos cuartos completos de superelipse entre la elipse y la hipoelipse, con $n = e_1 \in \left[\frac{1}{2}, 2 \right]$. Estos índices permiten recoger amplias formas de curvatura inferior, incluso las de copa invertida inferior que se observan en los catálogos de algunos fabricantes españoles [4] y que pueden ser interesantes en situación de incendio por su elevada protección de la armadura activa.

En definitiva las variables mínimas que definen completamente el modelo propuesto son las siguientes Tabla 3-2 y Tabla 3-3:

Tabla 3-2 Variables geométricas – Alveolo I.

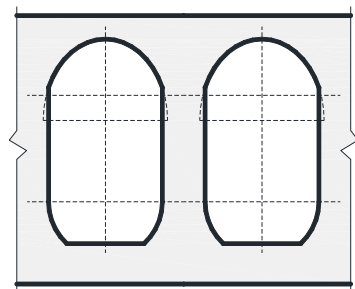
Nº	Elemento	Descripción
V2.1	h_2	La variable h_2 representa el espesor del ala superior. Es una variable discreta con un paso de $\Delta h_2 = 1 \text{ mm}$
V2.2	c_2	Se trata de parte de uno de los semiejes de las superelipses superiores. Es una variable discreta con un paso de $\Delta c_2 = 1 \text{ mm}$.
V2.3	h_w	Representa la altura del nervio del alveolo en su parte con borde recto. Es una variable discreta con un paso de $\Delta h_w = 1 \text{ mm}$.
V2.4	c_1	Es una variable discreta que representa el semieje de las curvas de Lamé de la zona inferior del alveolo. Tiene un paso de $\Delta c_1 = 1 \text{ mm}$.
V2.5	h_1	La variable h_1 representa el espesor del ala inferior. Es una variable discreta con un paso de $\Delta h_1 = 1 \text{ mm}$.
V2.6	d	Permite un acabado recto para la zona inferior del alveolo. Se trata de una variable discreta con un paso de $\Delta d = 2 \text{ mm}$
V2.7	a_1	Es una variable discreta que representa el semieje de las superelipses de la zona inferior del alveolo. Tiene un paso de $\Delta a_1 = 1 \text{ mm}$

Tabla 3-3. Variables geométricas – Alveolo II

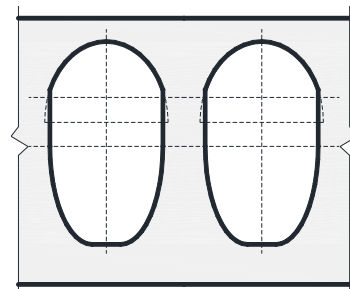
Nº	Elemento	Descripción
V2.8	a_2	Parte de uno de los semiejes de las curvas de Lamé superior. Es una variable discreta con una paso de $\Delta a_2 = 1 \text{ mm}$
V2.9	d_2	Permite el desplazamiento sobre el eje de simetría vertical del centro de las superelipses que conforman la curvatura superior. Con ellos se pueden llegar a conseguir curvaturas secantes respecto a los bordes verticales rectos de los nervios. Tiene un paso de $\Delta d_2 = 1 \text{ mm}$
V2.10	e_1	Índice de las superelipses inferiores. Es una variable discreta con valores comprendidos entre 0,5 – 2 y un paso de 0,1.
V2.11	e_2	Índice de las superelipses superiores. Es una variable discreta con valores comprendidos entre 2 – 4 y un paso de 0,1.

El modelo de alveolo propuesto es capaz de adaptarse a una amplia gama de geometrías. Este es un factor muy importante cuando el objetivo que se persigue es la búsqueda de una geometría óptima mediante algoritmos heurísticos, como más adelante se verá.

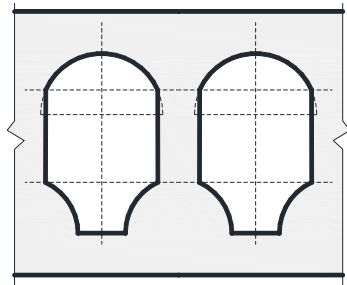
Una pequeña muestra de las geometrías que abarca el modelo de alveolos definido es la mostrada en la Figura 3-20.



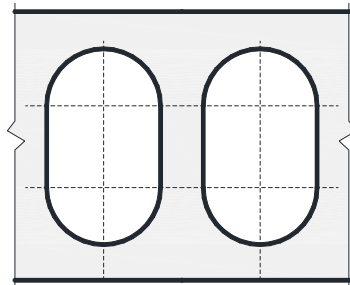
Forma genérica



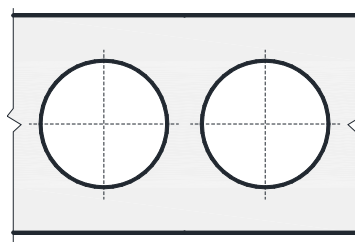
Forma "copa", estilo *HORVITEN*



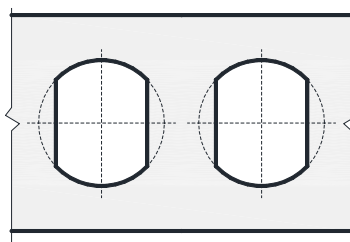
Forma "copa invertida", estilo *FORSECUSA*



Forma tipo "Pill"



Forma circular



Forma circular - sesgada

Figura 3-20 Versatilidad geométrica del modelo de alveolo

3.4.1.3 Junta

Se ha establecido un modelo de junta en 6 nodos, que permite adoptar las formas más comunes de junta lateral con las funciones y características que se han indicado en 3.2.

La Figura 3-21 muestra las variables correspondientes a la junta.

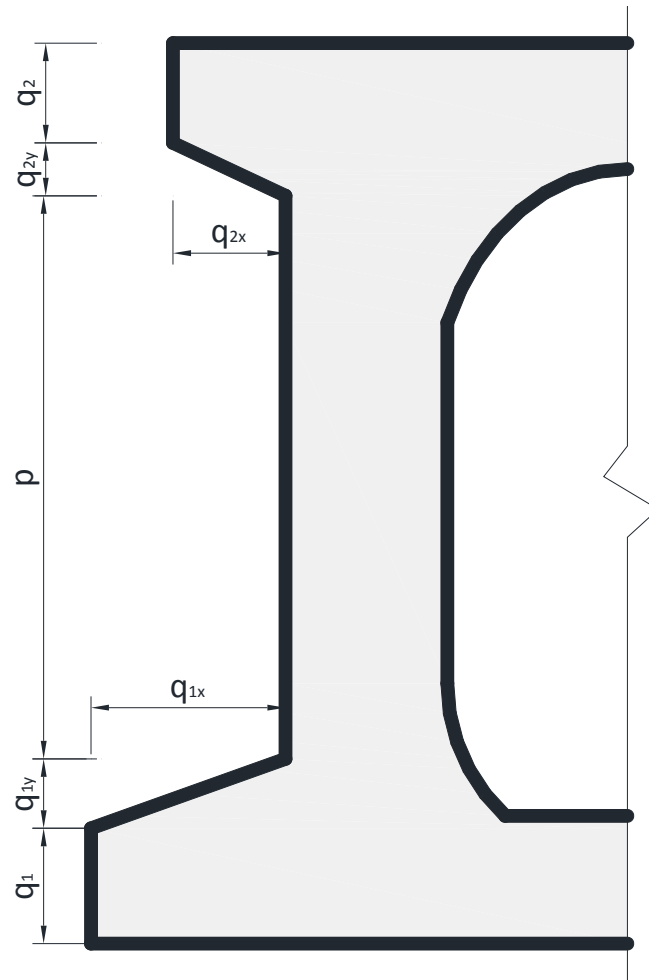


Figura 3-21 Variables geométricas – Junta.

La Tabla 3-4 presenta para cada variable geométrica de la junta que tipo de variables es y qué incremento de la misma se considera.

Tabla 3-4 Variables geométricas – Junta

N°	Elemento	Descripción
V3.1	q_2	La variable q_2 es una variable discreta con una paso de $\Delta q_2 = 1 \text{ mm}$.
V3.2	q_1	La variable q_1 es una variable discreta con una paso de $\Delta q_1 = 1 \text{ mm}$
V3.3	q_{1y}	La variable q_{1y} es una variable discreta con una paso de $\Delta q_{1y} = 1 \text{ mm}$
V3.4	q_{2y}	La variable q_{2y} es una variable discreta con una paso de $\Delta q_{2y} = 1 \text{ mm}$
V3.5	p	La variable p es una variable discreta con una paso de $p = 1 \text{ mm}$
V3.6	q_{1x}	La variable q_{1x} tiene es una variable discreta con una paso de $\Delta q_{1x} = 1 \text{ mm}$
V3.7	q_{2x}	La variable q_{2x} es una variable discreta con una paso de $\Delta q_{2x} = 1 \text{ mm}$

3.4.1.4 El Nervio.

La forma general del nervio viene definida por las propias variables del alveolo, no obstante queda por definir el ancho de nervio. Puesto que en ocasiones el nervio extremo es de un ancho diferente al de los interiores por ello se han definido dos variables distintas. La Figura 3-22 muestra las variables que representan el ancho del nervio, tanto extremo como el interior.

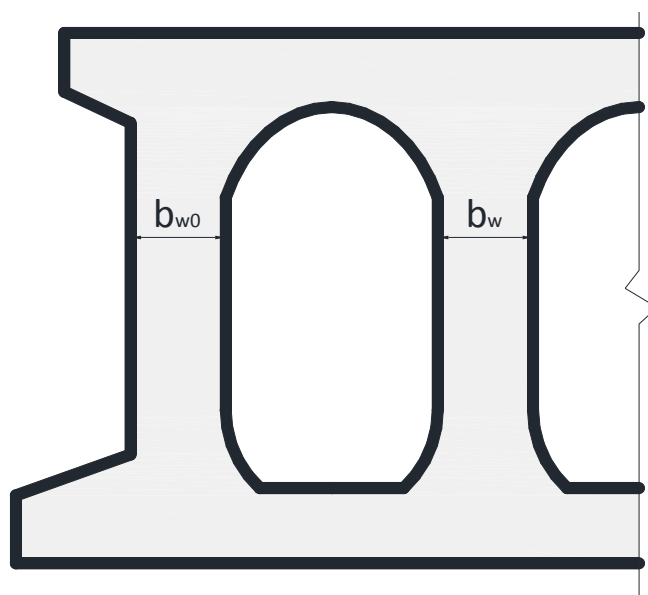


Figura 3-22 Variables geométricas – Nervio.

La variabilidad y definición de dichas variables de nervio se establece en la Tabla 3-5.

Tabla 3-5 Variables geométricas – Nervio

Nº	Elemento	Descripción
V4.1	b_w	La variable b_w representa el ancho de los nervios intermedios, es una variable discreta con un paso de $\Delta b_w = 1 \text{ mm}$
V4.2	b_{w0}	La variable b_{w0} define la anchura de los nervios extremos de la placa.

3.4.1.5 Geometría del armado.

Desde el punto de vista del modelo geométrico se define un patrón de armado \bar{x}_{Ap} que permite configurar la casuística disponible para estos elementos. El patrón de armado se ha desarrollado tras los análisis de múltiples armados de placas alveolares pretensadas comerciales, de forma que cubra una gama muy amplia de armados y permita el desarrollo de nuevas geometrías innovadoras (Figura 3-23).

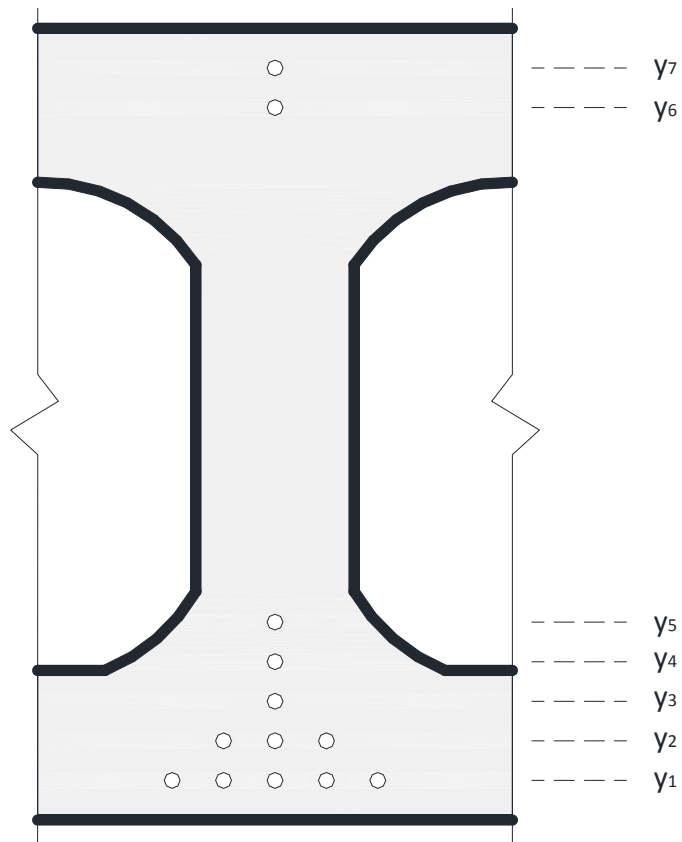


Figura 3-23 Patrón de armado

La Tabla 3-6 muestra las variables geométricas que definen el patrón de armado.

Tabla 3-6 Variables geométricas – Patrón de armado

N°	Elemento	Descripción
V6.1	y_i	Altura de la fila de armado. Según el patrón de armado se definen hasta 7 alturas de fila. Se trata de una variable discreta con un paso de $\Delta y_i = 1 \text{ mm}$
V6.2	n_{ij}	La variable n_{ij} define la cantidad de tendones. Está estructurada en forma de matriz simétrica. El subíndice i indica la fila de armado y el subíndice j marca el nervio. La estructura de la matriz es la siguiente: $\begin{bmatrix} n_{71} & \cdots & n_{7j} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ n_{11} & \cdots & n_{1j} \end{bmatrix}$ Según el patrón de armado, los valores que puede tomar n_{ij} son los siguientes: $\begin{array}{l l l} \text{fila1 } 0 \rightarrow 5 & \text{fila4 } 0 \rightarrow 1 & \\ \text{fila2 } 0 \rightarrow 3 & \text{fila5 } 0 \rightarrow 1 & \text{fila7 } 0 \rightarrow 1 \\ \text{fila3 } 0 \rightarrow 1 & \text{fila6 } 0 \rightarrow 1 & \end{array}$
V6.3	ϕ	La variable ϕ_i marca el diámetro de los tendones de la fila i . En la misma fila de armado únicamente se admite un diámetro único, mientras que pueden adoptarse distintos diámetros en filas distintas.

Como se ha indicado se considera un invariante el tipo de acero a emplear, considerando el de resistencia 1860 MPa. Por tanto los diámetros disponibles para ese tipo de acero serán los de la Tabla 3-7.

Tabla 3-7. Diámetros disponibles para el tipo de acero Y1860.

ACERO	Ø (mm)
Y 1860 C	(4 ; 5)
Y 1860 S3	(6,5)
Y 1860 S7	(9,3 ; 13 ; 15,2 ; 16)

3.4.2 Ligaduras del modelo geométrico.

Son ligaduras del modelo $h_j(\bar{x}_g)=0$ aquellas condiciones de igualdad que dan sentido al modelo geométrico propuesto. En general aparecen 4 ligaduras que se muestran en la Tabla 3-8.

Tabla 3-8 Ligaduras geométricas principales

Nº	Ligadura
L1	$h = h_1 + c_1 + h_w + c_2 + h_2$ <p>(Ligadura principal vertical)</p>
L2	$2b_{w0} + (n-1)b_w + 2na_2 + 2q_{1x} = b$ <p>(Ligadura principal horizontal)</p>
L3	$2 \cdot a_1 + d = 2 \cdot a_2$ <p>(Ligadura local horizontal)</p>
L4	$h = q_2 + q_{2y} + p + q_{1y} + q_1$ <p>(Ligadura local vertical)</p>

Por otro lado se pueden definir ligaduras nuevas que permiten convertir el modelo general en uno particular, con geometrías concretas de alveolo. Esto puede ser útil en casos específicos donde, como se ha visto, el proceso de fabricación genere restricciones sobre la geometría final de la placa.

En concreto se desarrollan las ligaduras adicionales que rigen geometrías concretas para los alveolos que han venido a denominarse: Circular, Circular – Sesgada y Tipo “Pill”.

- Geometría del alveolo Circular, ligaduras adicionales.

Estas se muestran en la Tabla 3-9.

Tabla 3-9 Ligaduras específicas – Alveolo circular

Nº	Ligadura
L.C1	$c_2 = a_2 = c_1 = a_1 = R$
L.C2	$e_2 = e_1 = 2$
L.C3	$d_2 = 0$
	$c_2 = a_2 = c_1 = a_1 = R$ $d=0; c_2 = c_1$
L.C5	$h_w = 0$

- Geometría del alveolo Circular – Sesgado, ligaduras adicionales:

Estas se muestran en la Tabla 3-9.

Tabla 3-10 Ligaduras específicas – Alveolo circular-sesgado.

Nº	Ligadura	
L.CS1		
L.CS2	$a_2 = a_1$	
L.CS3	$e_2 = e_1 = 2$	
L.CS4	$h_w = 2 \cdot d_2$	
L.CS5	$d=0$	
L.CS6	$c_2 + d_2 = R$	

- Geometría del alveolo Tipo “Pill”, ligaduras adicionales:

Estas se muestran en la Tabla 3-9.

Tabla 3-11 Ligaduras específicas – Alveolo tipo “Pill”

Nº	Ligadura	
L.P1	$c_2 = c_1 = a_2 = a_1$	
L.P2	$e_2 = e_1 = 2$	
L.P3	$d_2 = 0$	
L.P4	$d=0$	

3.4.3 Restricciones del modelo geométrico

Las restricciones del modelo geométrico son aquellas relaciones de desigualdad que limitan algunas de las variables del modelo. Estas condiciones están impuestas en su mayor parte por la norma europea de producto UNE-EN 1168 [2].

De igual modo que para las variables, las restricciones geométricas se agrupan en los siguientes conjuntos:

- Alveolo.
- Junta.
- Nervio.
- Armado.

3.4.3.1 Restricciones geométricas – Alveolo

- Restricción geométrica del ala superior (h_2) (R2.1):

De la EHE-08 [3] Art. 59.2.1 se extrae la siguiente restricción:

$$h_2 \geq \max \left\{ \sqrt{2h} ; 20 \text{ mm} ; 10 + d_g \right\} \quad (3-3)$$

donde

h está en milímetros

d_g es el tamaño máximo de árido que para placas alveolares suele ser de 12 mm.

En el caso de la UNE-EN 1168 [2] Art. 4.3.1.2.1 se exige:

$$h_2 \geq \max \left\{ \sqrt{2h} ; 17 \text{ mm} ; 5 + d_g \right\} \quad (3-4)$$

En el mismo artículo también se indica que el espesor del ala superior debe cumplir la siguiente condición:

$$h_2 \geq 0,25 \cdot b_c \quad (3-5)$$

Donde:

b_c es la anchura de la parte del ala en la cual el mayor espesor no es mayor que 1,2 veces el espesor menor.

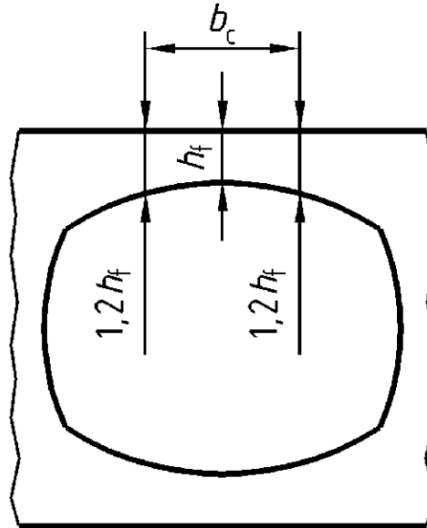


Figura 3-24 UNE-EN 1168 [2] Figura 2

- Restricción geométrica del ala inferior (h_1) (R2.2):

De la EHE-08 [3] Art . 59.2.1 se extrae la siguiente restricción:

$$h_1 \geq \max \left\{ \sqrt{2h} ; 20 \text{ mm} ; 10 + d_g \right\} \quad (3-6)$$

donde

h está en milímetros

d_g es el tamaño máximo de árido que para placas alveolares suele ser de 12 mm.

En el caso de la UNE-EN 1168 [2] Art. 4.3.1.2.1 se exige:

$$h_2 \geq \max \left\{ \sqrt{2h} ; 17 \text{ mm} ; 5 + d_g \right\} \quad (3-7)$$

No indicando nada específico para dicha ala inferior.

3.4.3.2 Restricciones geométricas – Junta

La EHE-08 [3] limita las variables involucradas en el diseño de la junta con el objetivo de que ésta posea una forma adecuada para permitir el paso de hormigón de relleno con objeto de crear un núcleo capaz de transmitir el esfuerzo cortante entre placas colaterales.

También en caso de necesitar situar en ella armaduras, facilitar su colocación y asegurar una buena adherencia.

Concretamente se imponen las siguientes condiciones:

$$q_{1x} - q_{2x} \geq 15 \text{ mm}$$

$$q_{1x} \geq \max\{\phi + 20 \text{ mm} ; \phi + 2 \cdot D\}$$

$$p + q_{2y} + q_{1y} \geq 35 \text{ mm}$$

$$q_2 \geq 30 \text{ mm}$$

Donde:

D es el tamaño máximo de árido del hormigón de relleno.

En este caso, la norma de producto UNE-EN 1168 [2] también dispone condiciones parecidas, mostradas en la Figura 3-25.

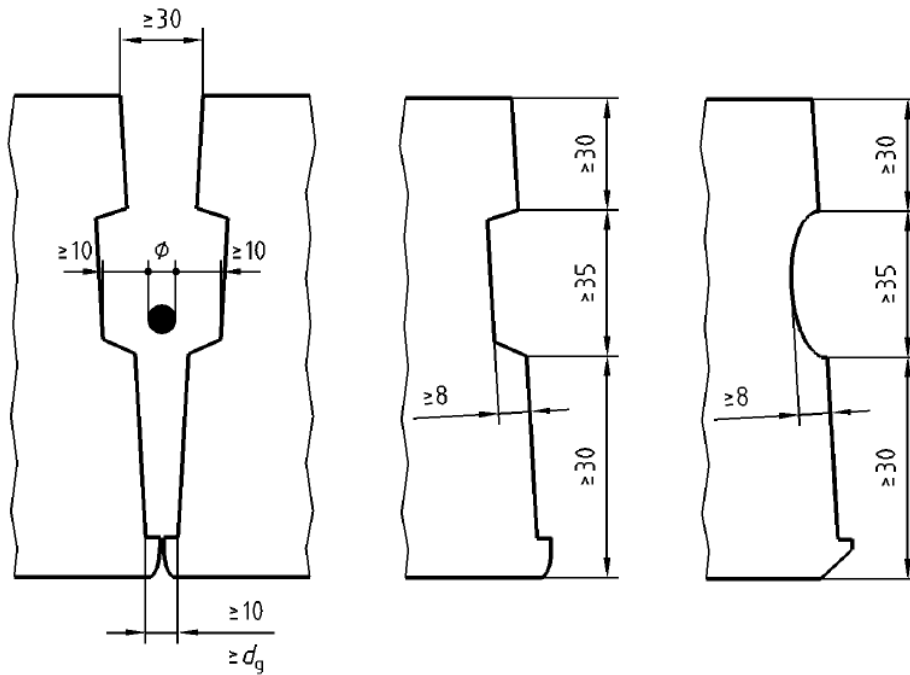


Figura 3-25 Condiciones Junta lateral UNE-EN 1168 [2] Figura B.1

Adicionalmente se ha tenido en consideración la condición de área mínima de 20 cm² para la junta lateral. Extraída de la antigua norma técnica francesa CPT 2892 [5] S 102.1. Así la condición queda:

$$A_{junt} = 2 \cdot q_{1x} \cdot (p + q_{1y} + q_{2y}) - q_{1x} \cdot q_{1y} - q_{2x} \cdot q_{2y} \geq 20 \text{ cm}^2 \quad (3-8)$$

También se han impuesto otras condiciones que se consideran necesarias para que la geometría de la junta lateral adquiera una forma que sea útil para sus funciones. Por ejemplo, se impone una limitación geométrica para la suficiente transmisión del esfuerzo cortante entre placas, de UNE-EN 1168 [2] Art. 4.3.3.2.3:

$$\begin{aligned} v''_{Rdj} &\geq v'_{Rdj} \\ 0,15 \cdot f_{ctk,l} \cdot (h - q_1) &\geq 0,25 \cdot f_{ctk,p} \cdot (h_1 + h_2) \end{aligned} \quad (3-9)$$

Esto supone que la profundidad de la junta ($h - q_1$) sea suficiente para evitar que sea el elemento débil en caso de rotura en la transmisión de cortante. Rotura que evolucionará según se muestra en la Figura 3-26.

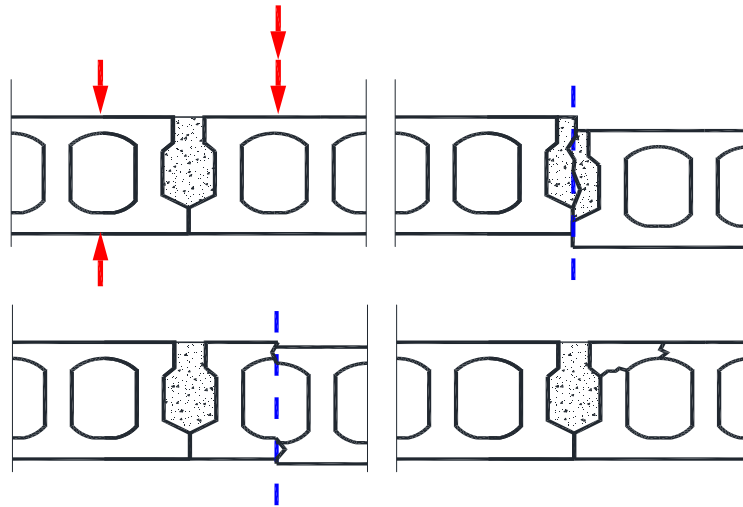


Figura 3-26 Roturas por transmisión a cortante.

Así la forma de la junta estará en consonancia con los espesores de las alas de la placa alveolar. En definitiva la condición queda de este modo:

$$q_1 \leq h - \frac{5}{3} \left(\frac{f_{ckp}}{f_{ckl}} \right)^{2/3} \cdot (h_1 + h_2) \quad (3-10)$$

Otras condiciones adicionales que permiten una correcta forma de la junta son:

$$p \geq \max\{30 \text{ mm} ; h_w\}$$

La aplicación de la condición del ángulo máximo de trabajo para la biela a compresión permite obtener las condiciones siguientes:

$$\frac{q_{1y}}{q_{1x}} \cdot \frac{q_{2y}}{q_{2x}} \leq 1 \quad \beta_1 + \beta_2 < 90^\circ \text{ (acodamiento)}$$

De esta condición se deduce que:

$$\frac{q_{2y}}{q_{2x}} \geq \text{tg}15^\circ$$

$$\frac{q_{1y}}{q_{1x}} \geq \text{tg}15^\circ$$

Por tanto se requerirá un ángulo mínimo de $35,28^\circ$.

$$\frac{p + q_{2y}}{2 \cdot q_{1x} - q_{2x}} \geq 0,7075 \quad \alpha > \alpha_{\min} = 35,28^\circ \quad (3-11)$$

Si se representan los valores mínimos impuestos por las condiciones normativas para las variables que configuran la junta se obtendrá la geometría mínima mostrada en la Figura 3-27.

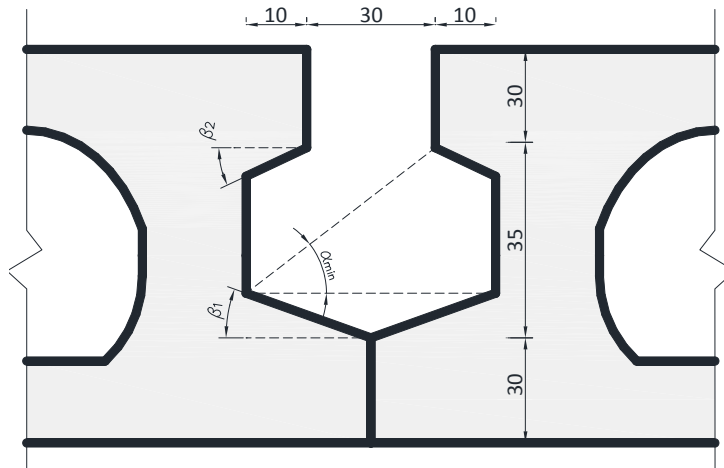


Figura 3-27 Forma mínima de la junta lateral.

En resumen, las restricciones asociadas a las variables de la junta son las siguientes (Tabla 3-12):

Tabla 3-12 Resumen restricciones asociadas a las variables de junta.

Nº	Referencia	Descripción
R3.1	UNE-EN 1168 [2] & EHE-08 [3]	$q_2 \geq 30 \text{ mm}$
R3.2		$q_1 \geq 30 \text{ mm}$
R3.3		$p + q_{2y} + q_{1y} \geq 35 \text{ mm}$
R3.4		$q_{1x} \geq \max \{ \phi + 20 \text{ mm} ; \phi + 2 \cdot D \}$
R3.5		$q_{1x} - q_{2x} \geq 15 \text{ mm}$
R3.6	CPT 2892 [5]	$A_{junta} = 2 \cdot q_{1x} \cdot (p + q_{1y} + q_{2y}) - q_{1x} \cdot q_{1y} - q_{2x} \cdot q_{2y} \geq 20 \text{ cm}^2$
R3.7	Adicionales	$\frac{q_{1y}}{q_{1x}} \geq \text{tg}15^\circ$
R3.8		$\frac{q_{2y}}{q_{2x}} \geq \text{tg}15^\circ$
R3.9		$p \geq \max \{ 30 \text{ mm} ; h_w \}$
R3.10		$\frac{p + q_{2y}}{2 \cdot q_{1x} - q_{2x}} \geq 0,7075 \quad \alpha > \alpha_{\min} = 35,28^\circ$
R3.11		$\frac{q_{1y}}{q_{1x}} \cdot \frac{q_{2y}}{q_{2x}} \leq 1 \quad \beta_1 + \beta_2 < 90^\circ \text{ (acodamiento)}$
R3.12		$q_1 \leq h - \frac{5}{3} \left(\frac{f_{ckp}}{f_{ckl}} \right)^{2/3} \cdot (h_1 + h_2)$

3.4.3.3 Restricciones geométricas – Nervio

De la EHE-08 [3] Art . 59.2.1 se extrae la siguiente restricción:

$$b_w \geq \max \left\{ \sqrt{2h} ; 20 \text{ mm} ; 10 + d_g \right\} \quad (3-12)$$

En el caso de la UNE-EN 1168 [2] Art. 4.3.1.2.1 se exige:

$$b_w \geq \max \left\{ h/10 ; 20 \text{ mm} ; 5 + d_g \right\} \quad (3-13)$$

Donde

h está en milímetros

d_g es el tamaño máximo de árido que para placas alveolares suele ser de 12 mm.

En este caso para placas de canto superior a 20 cm, la condición de la UNE-EN 1168 [2] es más exigente que la de la EHE-08 [3]. Ya que con $h > 20 \text{ cm} \rightarrow h/10 > \sqrt{2h}$.

Además de éstas se ha añadido una restricción adicional tras el análisis de las geometrías del mercado en el apartado 3.5 de la presente tesis. Donde se concluye que, al parecer, por razones técnicas en la fabricación el umbral inferior para el espesor de los nervios de las placas alveolares es:

$$b_w \geq 30 \text{ mm}$$

3.4.3.4 Restricciones geométricas – Armado.

3.4.3.4.1 Según UNE-EN 1168.

Se establecen las siguientes limitaciones geométricas para las armaduras activas de placas alveolares según UNE-EN 1168 [2]:

- El diámetro del acero de pretensado está limitado a 11 mm en alambres y 16 mm para cordones.
- Los tendones deben distribuirse uniformemente a lo largo de la anchura de la placa.
- La distancia máxima entre el centro de dos tendones es de 300 mm.
- Al menos deben colocarse 4 tendones para un ancho de 1,2 m.
- La distancia mínima horizontal de separación entre tendones es de:

$$\geq \max \{d_g + 5 \text{ mm} ; 20 \text{ mm} ; \phi\}$$

- La distancia mínima vertical de separación entre tendones es de:

$$\geq \max \{d_g ; 10 \text{ mm} ; \phi\}$$

- El recubrimiento mínimo de hormigón, por consideraciones de fisuración, para tendones con distancia entre centros $\geq 3 \cdot \emptyset$ será de $\geq 1,5 \cdot \emptyset$. Para tendones con distancia entre centros $\leq 2,5 \cdot \emptyset$ será de $2,5 \cdot \emptyset$.

3.4.3.4.2 Según Eurocódigo 2.

Para alambres grafilados o lisos, y cordones grafilados, el recubrimiento mínimo de hormigón c_{\min} a la superficie de hormigón más próxima y al borde más próximo de un alveolo, debe ser al menos:

- Sólo respecto a la cara expuesta, el obtenido considerando un recubrimiento que garantice:
 - la transmisión segura de las tensiones de adherencia
 - la protección del acero frente a la corrosión (durabilidad);
 - una resistencia adecuada frente al fuego.

Se debe emplear el mayor que los valores de c_{\min} que satisfaga los requisitos tanto para condiciones de adherencia como ambientales.

- Para prevenir fisuras longitudinales debidas a rotura y agrietamiento y en ausencia de cálculos y/o ensayos:
 - Cuando la distancia nominal entre centros de cordones sea $\geq 3 \cdot \emptyset$:
 $c_{\min} = 1,5 \cdot \emptyset$
 - Cuando la distancia nominal entre centros de cordones sea $< 2,5 \cdot \emptyset$:
 $c_{\min} = 2,5 \cdot \emptyset$.

Donde \emptyset es el diámetro del cordón o cable, en milímetros (en caso de diferentes diámetros en un cordón, se debe usar el valor medio para \emptyset).

Para distancias entre centros de cordones intermedias, c_{\min} se puede inferir por interpolación lineal entre los valores determinados antes. Para cables nervados, el recubrimiento de hormigón se debe incrementar en $1 \cdot \emptyset$.

3.5 ANÁLISIS GEOMÉTRICO DEL MERCADO

Para el presente estudio que pretende analizar minuciosamente la geometría de las placas alveolares, es tarea imprescindible el análisis de las geometrías presentes en el mercado nacional e internacional. Así se podrán contextualizar los resultados y las conclusiones de posibles propuestas de mejora e innovación geométrica.

El estudio se ha centrado en los cantos más habituales de fabricación, para placas alveolares con función estructural, que son 20, 25, 30, 40 y 50 cm.

Para todos los diseños estudiados se han analizado las siguientes variables (Figura 3-28):

- Ancho de nervio (b_w)
- Ancho del ala superior (h_2)
- Ancho del ala inferior (h_1)
- Número de alveolos utilizados (n)
- Ancho efectivo ($b_{\text{eff}} = \sum b_w$)
- Peso propio (G_1)

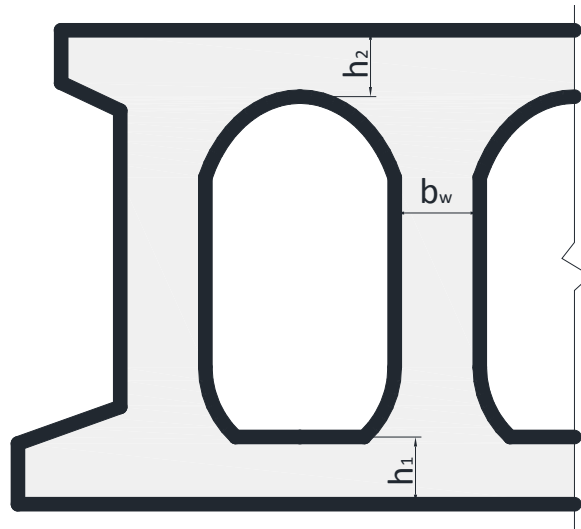


Figura 3-28. Variables a estudio.

3.5.1 Análisis geométrico placas de canto 20 cm.

Para este canto se analizan 59 fabricantes distintos, numerados en Tabla 3-13 y Tabla 3-13.

Tabla 3-13 Fabricantes canto 20 cm (I).

Nº	Fabricante	País	Nº	Fabricante	País
1	Aljema	Spain	17	Pastor	Spain
2	Bradipe	Spain	18	Placas Murcia	Spain
3	Calderón	Spain	19	Precamp	Spain
4	Cirera	Spain	20	Prefabricados Tor	Spain
5	Ferrocarril	Spain	21	Prefhor	Spain
6	Formac	Spain	22	Preforsa	Spain
7	Forsecusa	Spain	23	Prenor	Spain
8	Gilva	Spain	24	Prevalesa	Spain
9	Hecoinsa	Spain	25	Pujol	Spain
10	Hermo	Spain	26	Roura Anglada	Spain
11	Hormipresa	Spain	27	Viguetas Navarra	Spain
12	Horviten	Spain	28	Viguetas Ribe	Spain
13	Lecrin	Spain	29	Zenet	Spain
14	López y Silvestre	Spain	30	Bpc Group	A.Emirates
15	Lufort	Spain	31	Hollow core PTY LTD	Australia
16	Lufort	Spain	32	Fingo	Belgium

Tabla 3-14. Fabricantes canto 20 cm (II).

Nº	Fabricante	País	Nº	Fabricante	País
33	Ergon	Belgium	47	MS	Germany
34	Ergon	Belgium	48	Dignani Prefabricati	Italy
35	Echo	South Africa	49	Vela Prefabricati	Italy
36	Systembau	Germany	50	SepSA	México
37	Systembau	Germany	51	Dycore	Netherland
38	Systembau	Germany	52	Elematic	South Africa
39	Systembau	Germany	53	Pres t Con	T.Tobago
40	Systembau	Germany	54	Laceramic	Tunisie
41	Ketonia	Germany	55	MSP	USA
42	Ketonia	Germany	56	Oldcastle Precast	USA
43	Ketonia	Germany	57	Oldcastle Precast	USA
44	HeidelbergCement	Germany	58	Premix Prestress	USA
45	HeidelbergCement	Germany	59	EnCon	USA
46	MS	Germany			

A continuación se grafican las variables analizadas. Para algunas de ellas, como el ancho de nervio y las alas, se ha marcado el límite normativo según la norma europea de producto UNE-EN 1168 [2]. Se ha realizado en cada gráfica la representación de un histograma que muestra la frecuencia de cada rango de valores las variables geométricas de la placa alveolar. Se muestran además los valores puntuales máximos y mínimos de las variables, tanto a nivel nacional como extranjero.

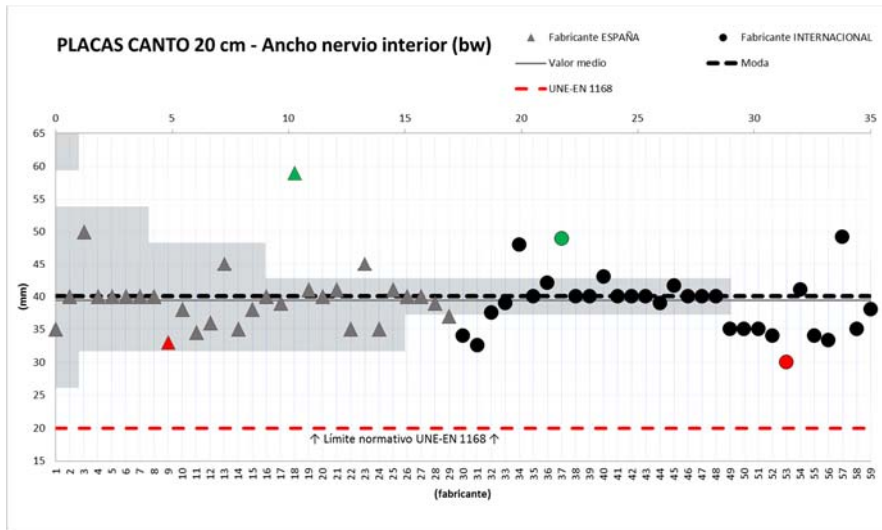


Figura 3-29 Gráfico Canto 20 - b_w

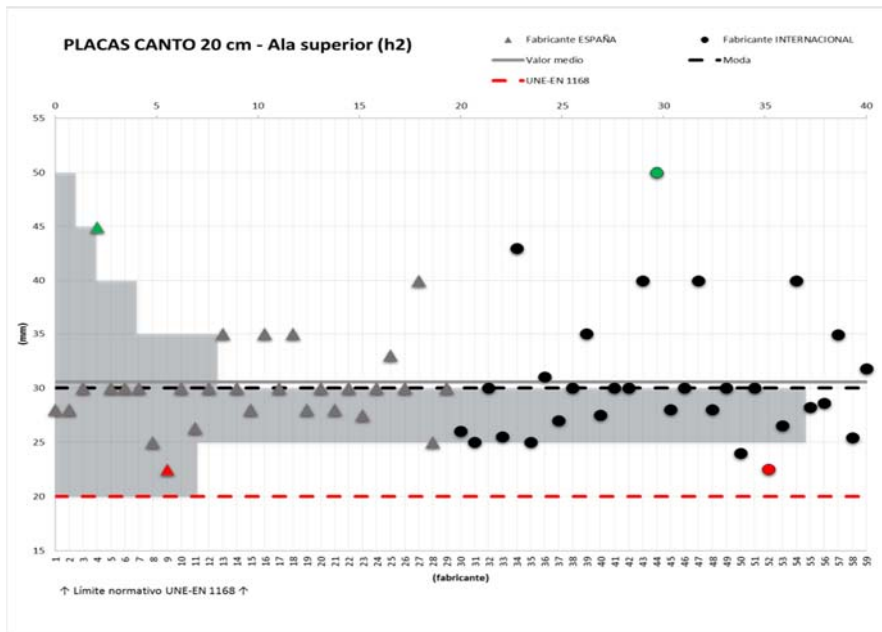


Figura 3-30 Gráfico Canto 20 - h_2

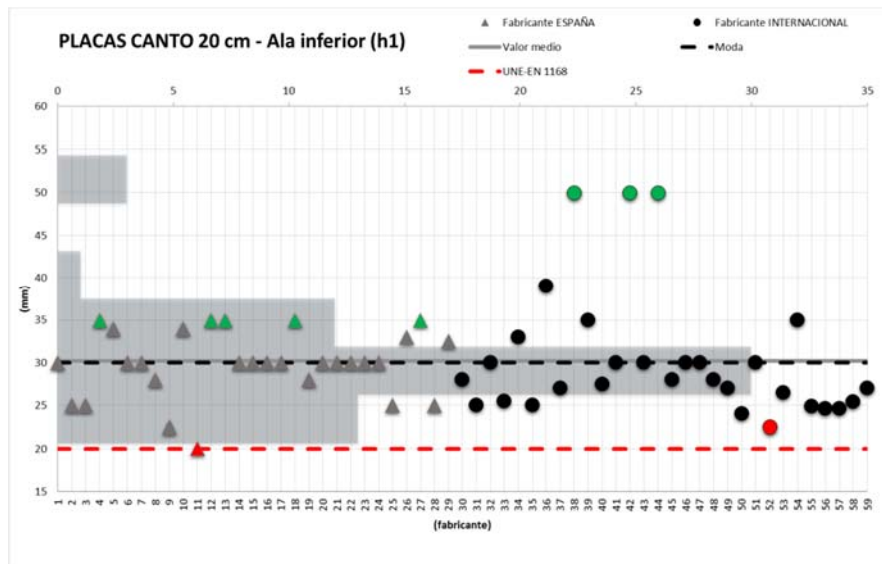


Figura 3-31 Gráfico Canto 20 – h_1

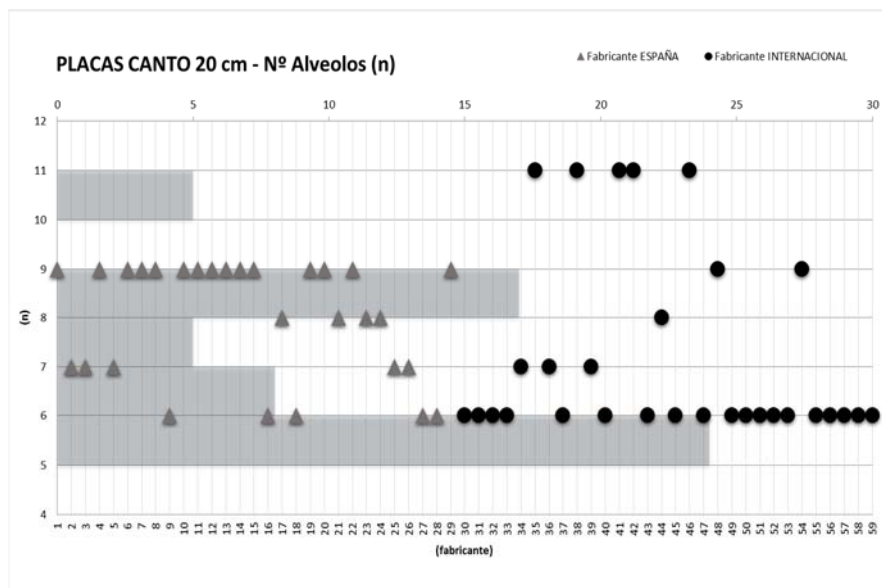


Figura 3-32 Gráfico Canto 20 – n

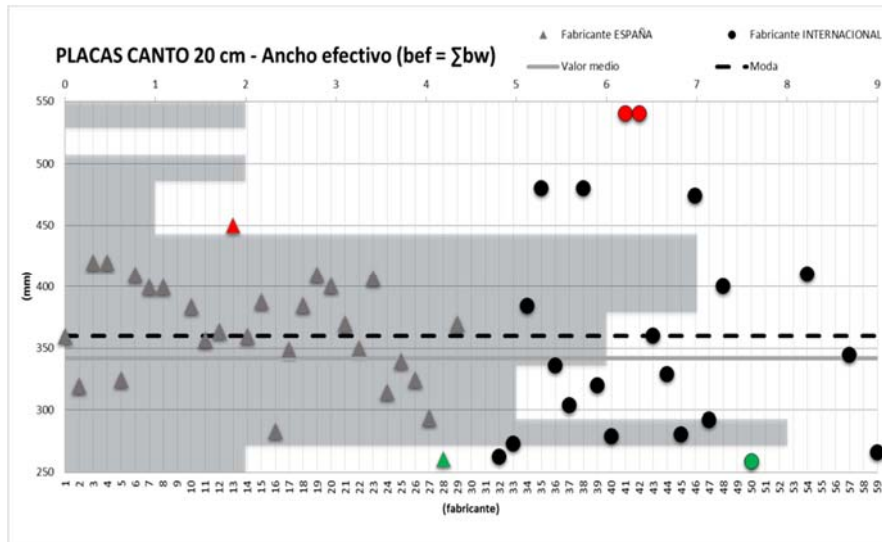


Figura 3-33 Gráfico Canto 20 - b_{eff}

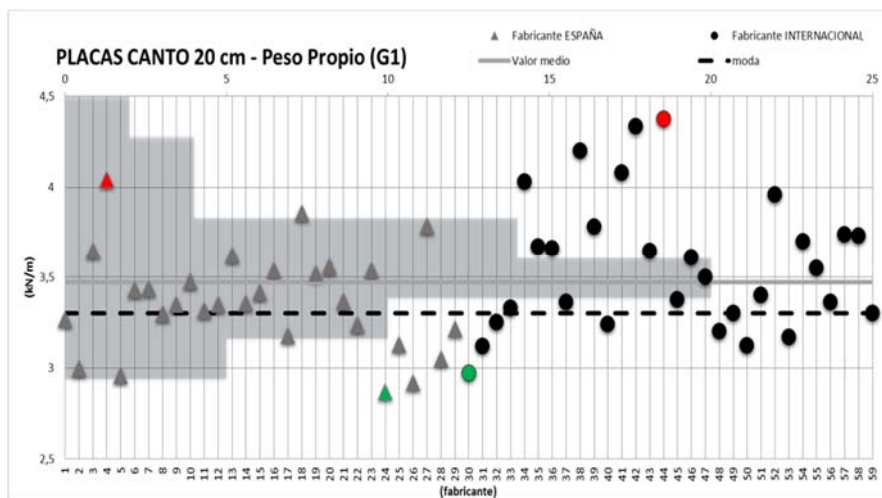


Figura 3-34 Gráfico Canto 20 - G_1

Los valores medios, máximos y mínimos, así como las desviaciones típicas de las variables mostradas son las siguientes (Tabla 3-15):

Tabla 3-15 Análisis variables. Canto 20 cm.

Vble.	\bar{x}	σ	$\sigma(\%)$	x_{\max}	x_{\min}	Moda
b_w (mm)	39,35	4,82	12,2	59,00	30,00	40
h₂(mm)	30,54	5,37	17,6	50,00	22,50	30
h₁(mm)	30,16	5,96	19,8	50,00	20,10	30
b_{eff}(mm)	341,84	79,11	23,1	540,00	210,00	360
G1(kN/m)	3,47	0,34	9,8	4,38	2,87	3,3

No se han tabulado el valor medio y desviación típica de la variable N° de alveolos porque se trata de una variable discreta para la que estos datos pierden su sentido físico.

Del análisis de las gráficas mostradas (Figura 3-29, Figura 3-29, Figura 3-29, Figura 3-29, Figura 3-29 y Figura 3-29), se pueden deducir las siguientes reflexiones:

- En general el ancho de nervio empleado por los fabricantes está bastante por encima del límite inferior marcado por la norma de producto [2]. Se observa que el límite inferior a nivel práctico es de 30 mm, en lugar de los 20 mm que dictaría la normativa para las placas de canto 20 cm.
- Los valores de ancho de las alas se ajustan bastante al límite marcado por la norma de producto [2].
- Respecto al número de alveolos empleados se distingue claramente la tendencia en el mercado Español a la utilización de 9 alveolos para este canto, mientras que en el mercado internacional la tendencia mayoritaria es el empleo de 6 alveolos.
- Se observa que la variable con menor dispersión es el peso propio de las placas, G1, con una desviación típica del 9,8 %.

3.5.2 Análisis geométrico placas de canto 25 cm

Para este canto el análisis realizado ha sido de 35 fabricantes (Tabla 3-16):

Tabla 3-16 Fabricantes canto 25 cm

Nº	Fabricante	País	Nº	Fabricante	País
1	Aljema	Spain	19	Roura Anglada	Spain
2	Calderón	Spain	20	Viguetas Navarra	Spain
3	Cirera	Spain	21	Zenet	Spain
4	Ferrocar	Spain	22	Ketonia	Germany
5	Formac	Spain	23	HeidelbergCement	Germany
6	Forsecusa	Spain	24	MS	Germany
7	Hermo	Spain	25	Dignani Prefabricati	Italy
8	Hormipresa	Spain	26	Sepesa	México
9	Horviten	Spain	27	Dycore	Netherland
10	Leclin	Spain	28	Echo	South Africa
11	López y Silvestre	Spain	29	Elematic	South Africa
12	Lufort	Spain	30	Pres t Con	T. Tobago
13	Pastor	Spain	31	Laceramic	Tunisie
14	Precamp	Spain	32	MSP	USA
15	Prefabricados TOR	Spain	33	Oldcastle Precast	USA
16	Prefhor	Spain	34	Oldcastle Precast	USA
17	Prenor	Spain	35	EnCon	USA
18	Pujol	Spain			

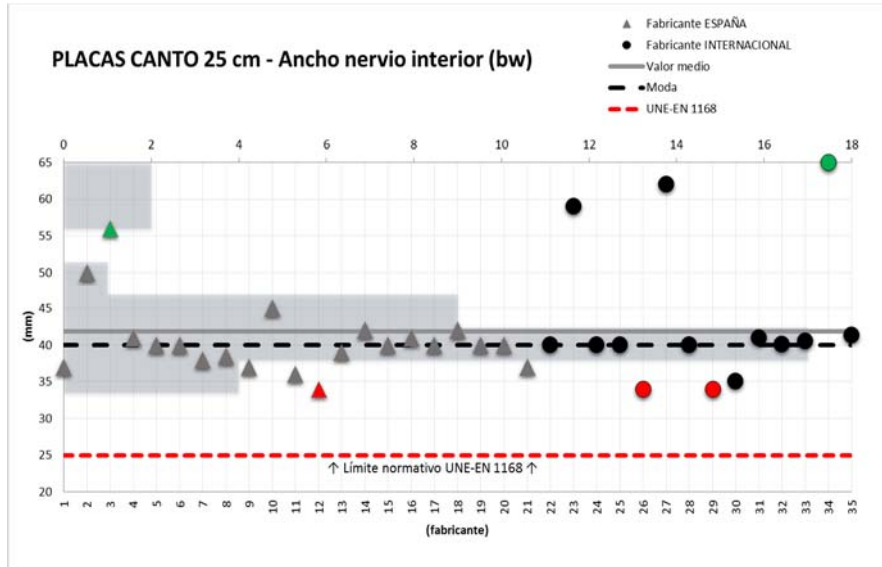


Figura 3-35 Gráfico Canto 25 - b_w

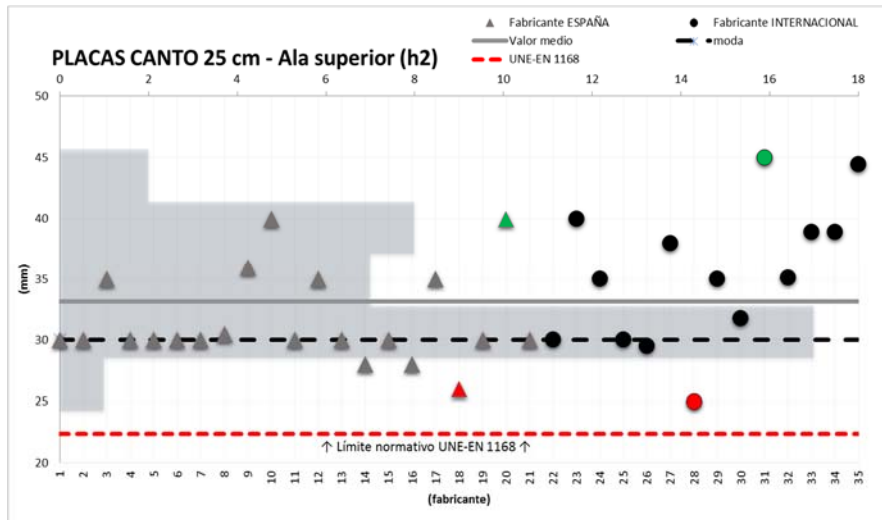


Figura 3-36 Gráfico Canto 25 - h_2

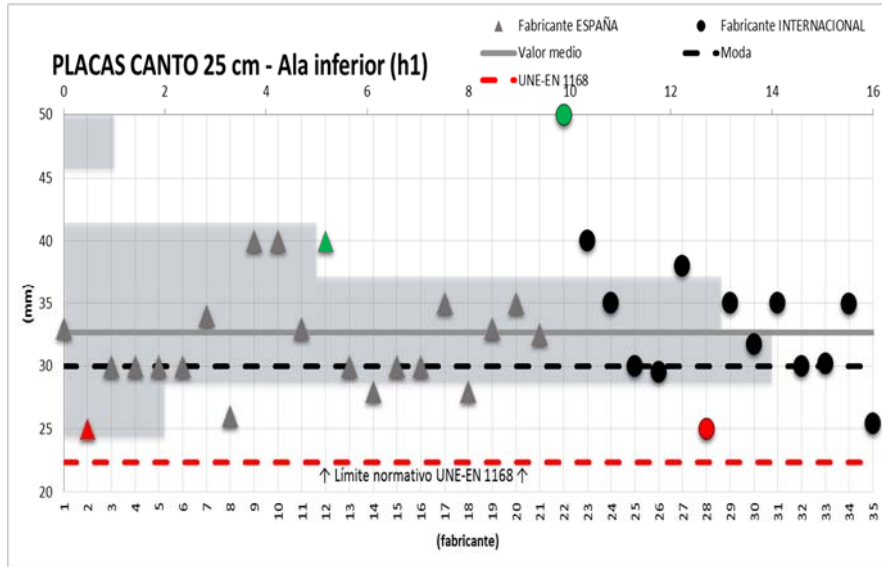


Figura 3-37 Gráfico Canto 25 – h_1

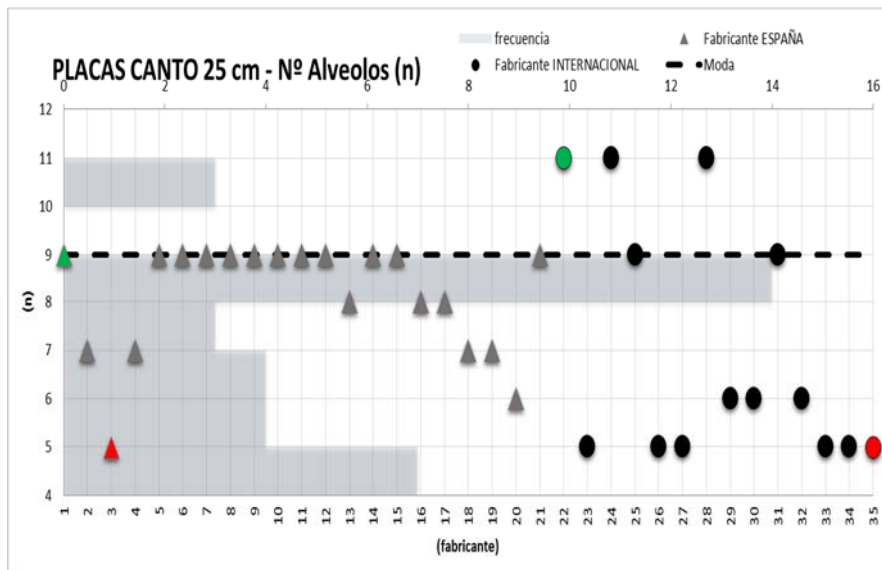


Figura 3-38 Gráfico Canto 25 - n

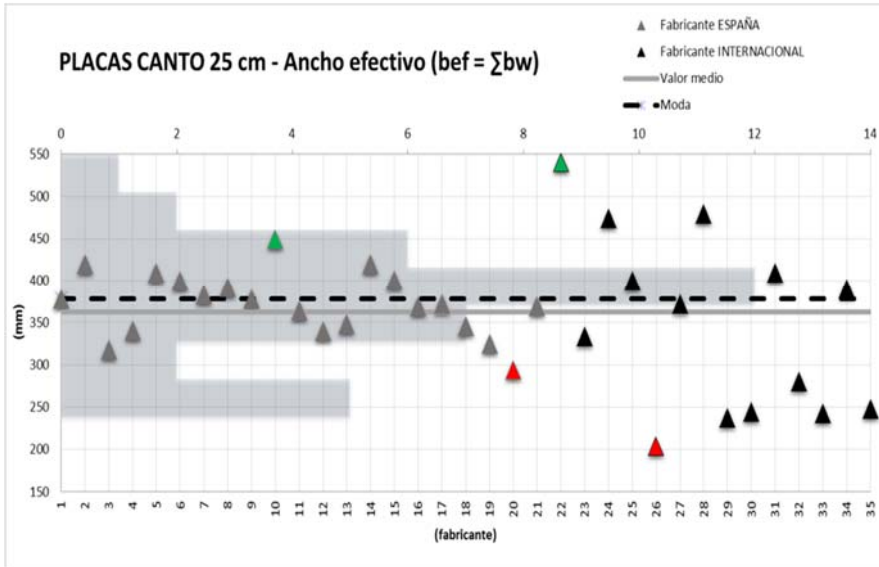


Figura 3-39 Gráfico Canto 25 - b_{eff}

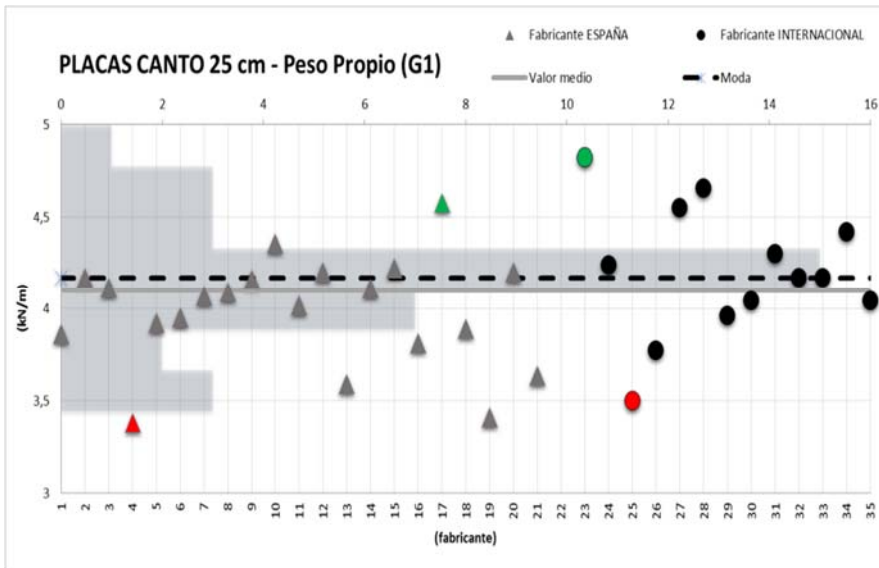


Figura 3-40 Gráfico Canto 25 - G_1

Los valores medios, máximos y mínimos, así como las desviaciones típicas de las variables mostradas son las siguientes (Tabla 3-17):

Tabla 3-17 Análisis variables. Canto 25 cm.

Vble.	\bar{x}	σ	$\sigma(\%)$	x_{\max}	x_{\min}	Moda
b_w (mm)	41,87	7,42	17,7	65,00	34,00	40
h₂(mm)	33,15	4,93	14,9	45,00	25,00	30
h₁(mm)	32,64	5,12	15,7	50,00	25,00	30
b_{eff}(mm)	362,31	72,22	19,9	540,00	204,00	378
G₁(kN/m)	4,10	0,37	9,0	5,09	3,38	4,17

Del mismo modo que en el canto anterior, no se han tabulado el valor medio y desviación típica de la variable N° de alveolos porque se trata de una variable discreta para la que estos datos pierden su sentido físico.

Del análisis de las gráficas mostradas (Figura 3-29, Figura 3-29, Figura 3-29, Figura 3-29, Figura 3-29 y Figura 3-29) se pueden deducir unas conclusiones muy parecidas a las del caso de canto anterior, que son las siguientes:

- En general el ancho de nervio empleado por los fabricantes está bastante por encima del límite inferior marcado por la norma de producto [2]. Se observa que el límite inferior a nivel práctico es de 34 mm, en lugar de los 25 mm que dictaría la normativa.
- Los valores de ancho de las alas se ajustan bastante al límite marcado por la norma de producto [2].
- Respecto al número de alveolos empleados se distingue claramente la tendencia en el mercado Español a la utilización de 9 alveolos para este canto, mientras que en el mercado internacional la tendencia mayoritaria es el empleo de 5 o 6 alveolos.
- Se observa que la variable con menor dispersión es el peso propio de las placas, G₁, con una desviación típica del 9,0 %.

3.5.3 Análisis geométrico placas de canto 30 cm

En este caso han sido analizados 27 fabricantes (Tabla 3-18):

Tabla 3-18 Fabricantes canto 30 cm.

Nº	Fabricante	País	Nº	Fabricante	País
1	Aljema	Spain	15	Precamp	Spain
2	Bradipe	Spain	16	Prefabricados TOR	Spain
3	Cirera	Spain	17	Pujol	Spain
4	Ferrocar	Spain	18	Roura anglada	Spain
5	Formac	Spain	19	Viguetas navarra	Spain
6	Forsecusa	Spain	20	Zenet	Spain
7	Gilva	Spain	21	Hollow core concrete PTY LTD	Australia
8	Hermo	Spain	22	MS	Germany
9	Hormipresa	Spain	23	Vela Prefabricati	Italy
10	Horviten	Spain	24	Sepasa	México
11	Leclin	Spain	25	MSP	USA
12	López y Silvestre	Spain	26	Oldcastle Precast	USA
13	Lufort	Spain	27	Premix Prestress	USA
14	Pastor	Spain			

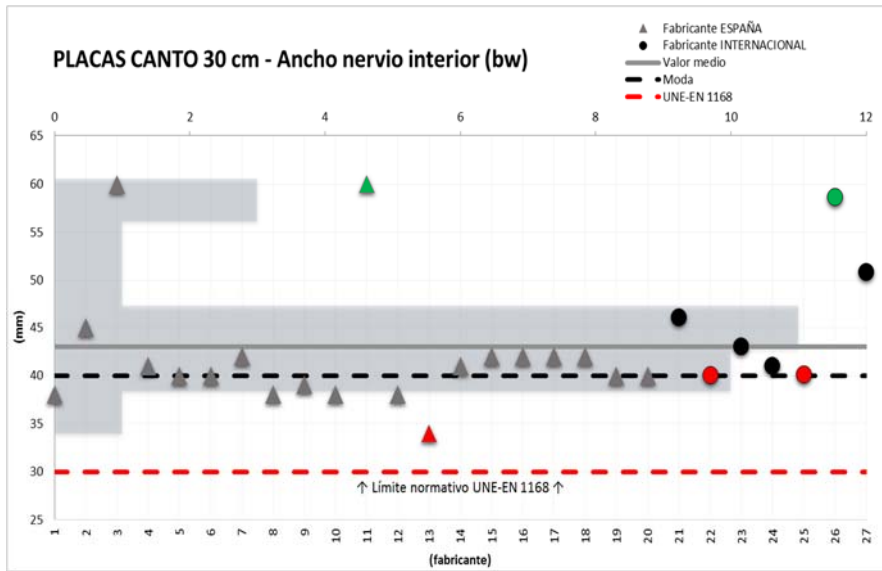


Figura 3-41 Gráfico Canto 30 - b_w

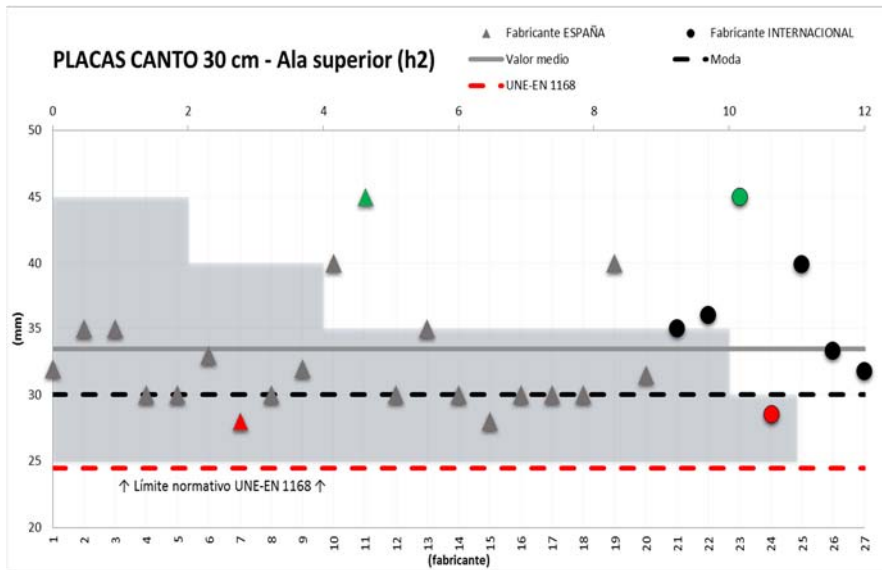


Figura 3-42 Gráfico Canto 30 - h_2

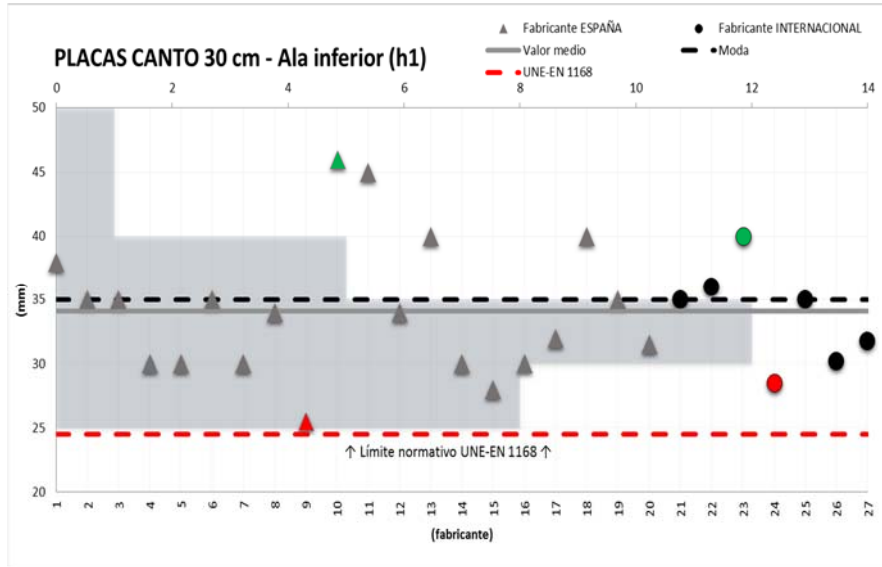


Figura 3-43 Gráfico Canto 30 – h₁

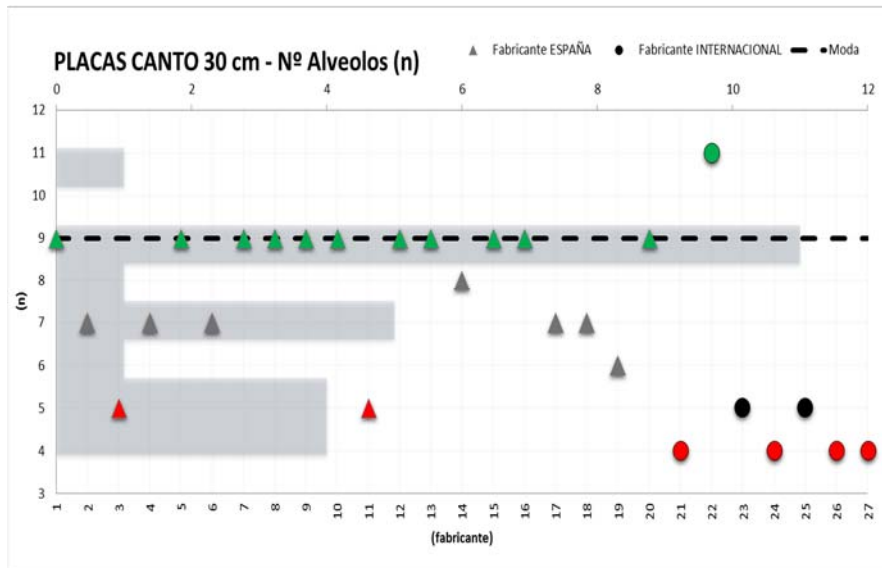


Figura 3-44 Gráfico Canto 30 - n

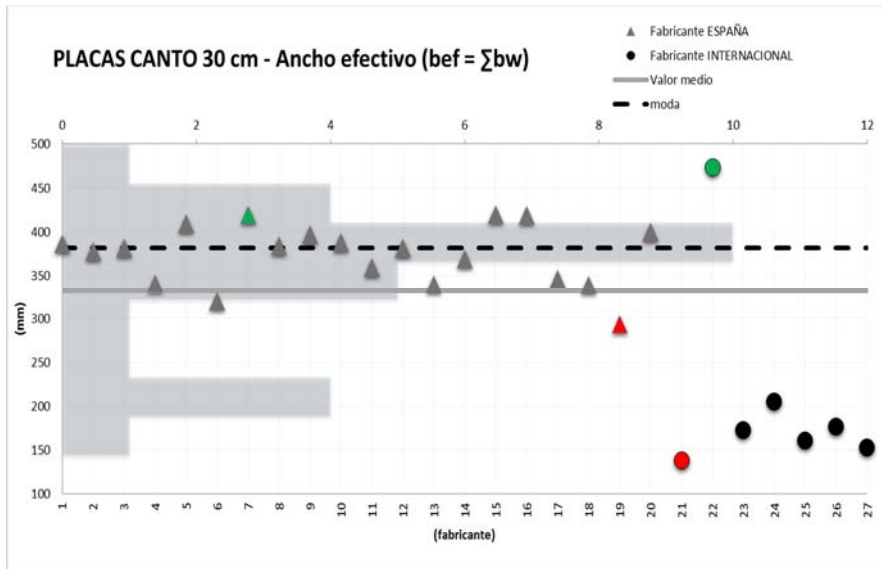


Figura 3-45 Gráfico Canto 30 - b_{ef}

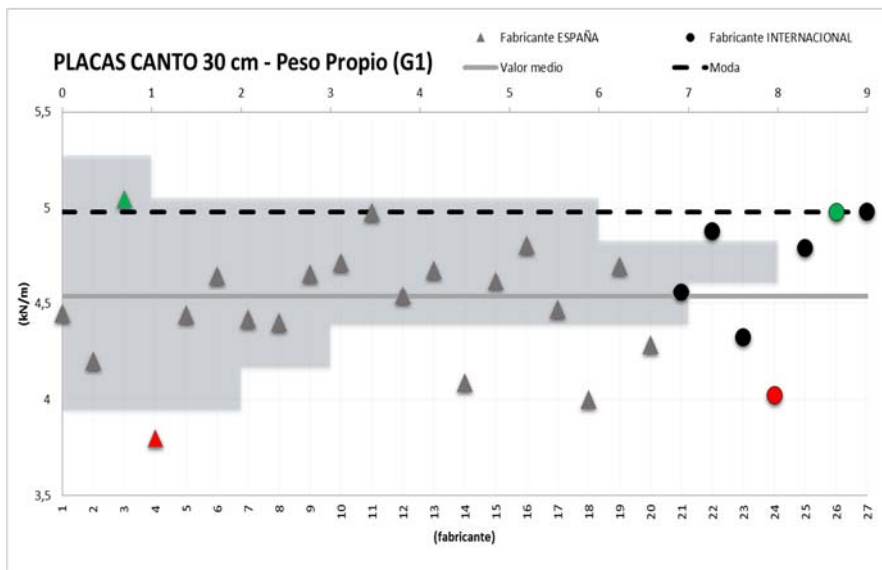


Figura 3-46 Gráfico Canto 30 - G_1

Los valores medios, máximos y mínimos, así como las desviaciones típicas de las variables mostradas son las siguientes (Tabla 3-19):

Tabla 3-19 Análisis vbles. Canto 30 cm

Vble.	\bar{x}	σ	$\sigma(\%)$	x_{\max}	x_{\min}	Moda
b_w	43,02	6,57	15,3 %	60,00	34,00	40
h₂	33,48	4,72	14,1 %	45,00	28,00	30
h₁	34,09	4,90	14,4 %	46,00	25,50	35
b_{eff}	331,63	95,00	28,6 %	474,00	138,00	382
G₁	4,54	0,32	7,1 %	5,05	3,80	4,98

Del mismo modo que en los casos anteriores no se han tabulado el valor medio y desviación típica de la variable N° de alveolos porque se trata de una variable discreta para la que estos datos pierden su sentido físico.

Del análisis de las gráficas mostradas (Figura 3-29, Figura 3-29, Figura 3-29, Figura 3-29, Figura 3-29 y Figura 3-29), se pueden deducir unas conclusiones en la línea de los casos anteriores, que son las siguientes:

- En general el ancho de nervio y alas empleados por los fabricantes se ajusta al límite inferior marcado por la norma de producto [2].
- Respecto al número de alveolos empleados se distingue claramente la tendencia en el mercado Español a la utilización de 7 o 9 alveolos para este canto, mientras que en el mercado internacional la tendencia mayoritaria es el empleo de 4 o 5 alveolos.
- En ancho efectivo en los fabricantes internacionales se aprecia significativamente es inferior al empleado en España.
- Se observa que la variable con menor dispersión es el peso propio de las placas, G₁, con una desviación típica del 7,1 %.

3.5.4 Análisis geométrico placas de canto 40 cm

Para placas de canto 40 cm se han estudiado las geometrías de los siguientes 33 fabricantes (Tabla 3-20):

Tabla 3-20 Fabricantes canto 40 cm

Nº	Fabricante	País	Nº	Fabricante	País
1	CIRERA	SPAIN	18	ZENET	SPAIN
2	FORMAC	SPAIN	19	BPC Group	Arab Emirates
3	FORSECUSA	SPAIN	20	Hollow core concrete PTY LTD	Australia
4	HECOINSA	SPAIN	21	FINGO	Belgium
5	HORVITEN	SPAIN	22	ERGON	Belgium
6	LECRIN	SPAIN	23	SYSTEMBAU	Germany
7	LÓPEZ Y SILVESTRE	SPAIN	24	SYSTEMBAU	Germany
8	LUFORT	SPAIN	25	SYSTEMBAU	Germany
9	LUFORT	SPAIN	26	SYSTEMBAU	Germany
10	PASTOR	SPAIN	27	SYSTEMBAU	Germany
11	PLACAS MURCIA	SPAIN	28	KETONIA	Germany
12	PRECAMP	SPAIN	29	HeidelbergCement	Germany
13	PRENOR	SPAIN	30	MS	Germany
14	PUJOL	SPAIN	31	VELA PREFABRICATI	Italy
15	ROURA ANGLADA	SPAIN	32	DYCORE	Netherland
16	VIGUETAS NAVARRA	SPAIN	33	OLDCASTLE PRECAST	USA
17	VIGUETAS RIBE	SPAIN			

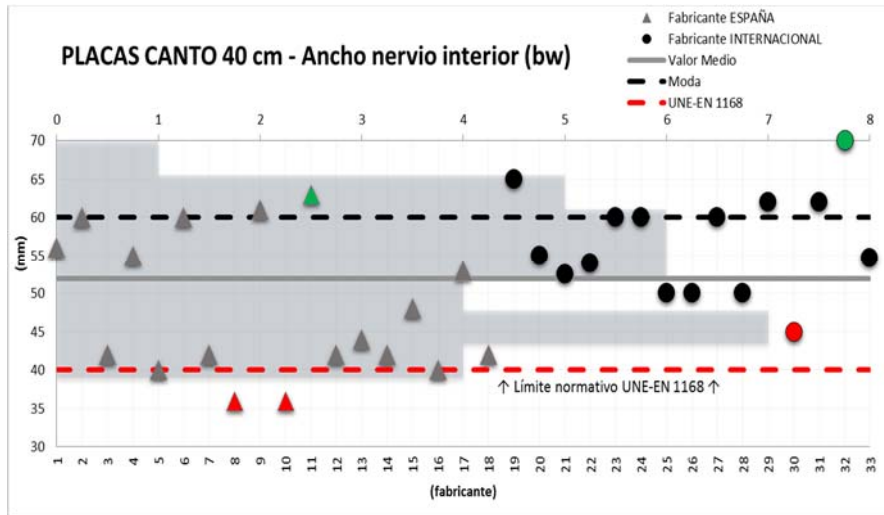


Figura 3-47 Gráfico Canto 40 - b_w

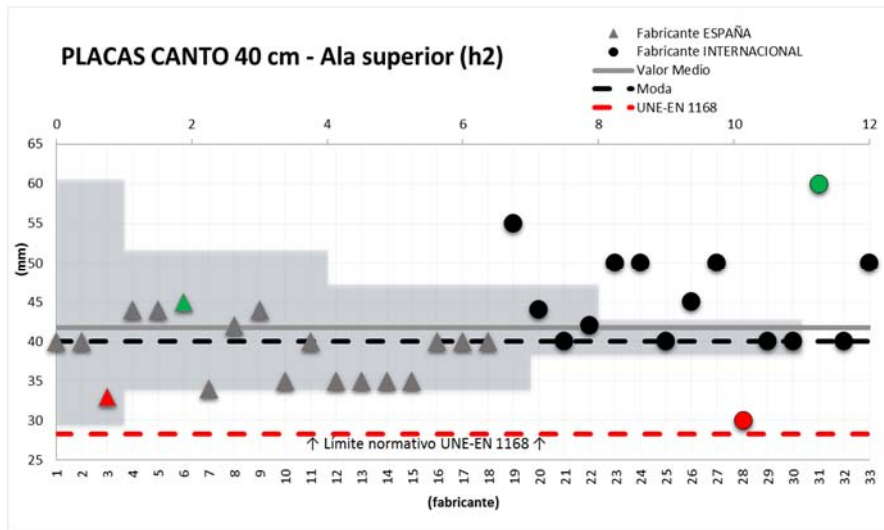


Figura 3-48 Gráfico Canto 40 - h_2

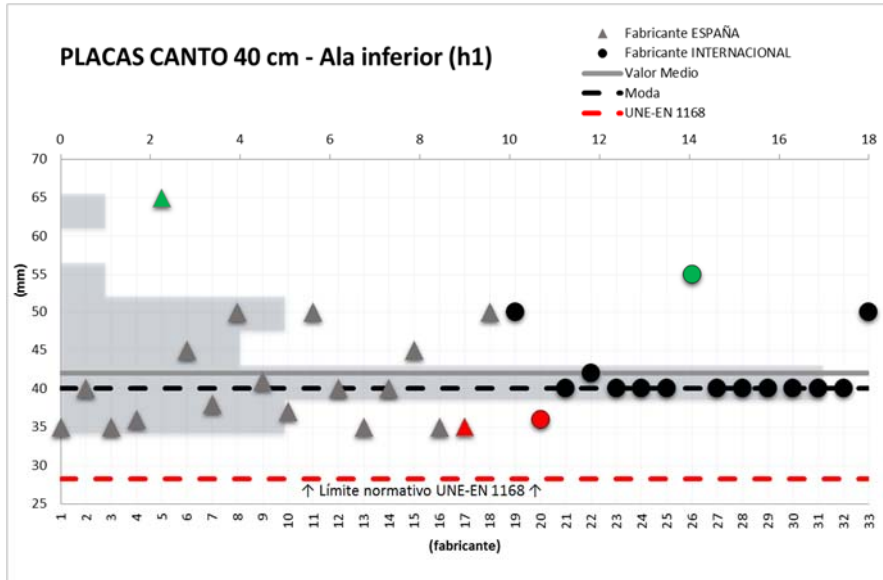


Figura 3-49 Gráfico Canto 40 – h1

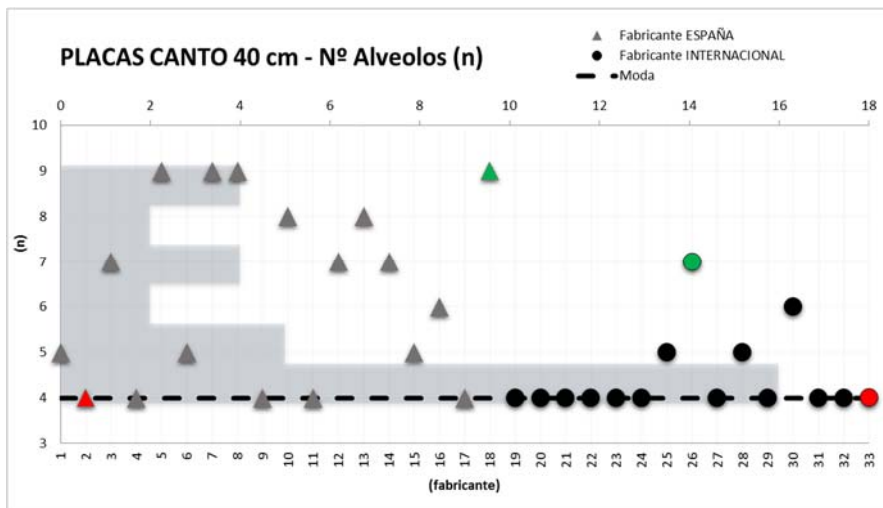


Figura 3-50 Gráfico canto 40 - n

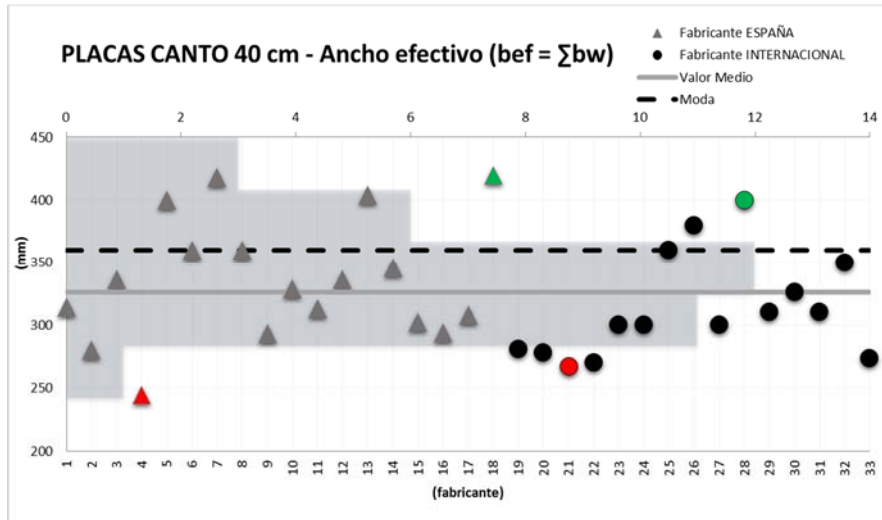


Figura 3-51 Gráfico Canto 40 - b_{ef}

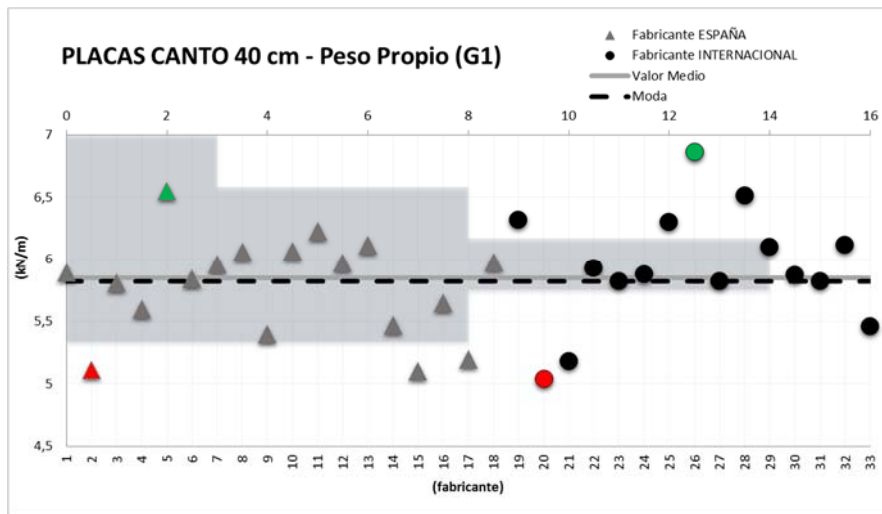


Figura 3-52 Gráfico Canto 40 - G_1

Los valores medios, máximos y mínimos, así como las desviaciones típicas de las variables mostradas son las siguientes (Tabla 3-21):

Tabla 3-21 Análisis vbles. Canto 40 cm

Vble.	\bar{x}	σ	$\sigma(\%)$	x_{\max}	x_{\min}	Moda
b_w	51,88	9,05	17,4 %	70,00	36,00	60
h₂	41,73	6,42	15,4 %	60,00	30,00	40
h₁	41,97	6,62	15,8 %	65,00	35,00	40
b_{eff}	326,18	46,10	14,1 %	420,00	244,80	360
G₁	5,85	0,43	7,36 %	6,86	5,04	5,82

Del mismo modo que en los casos anteriores no se han tabulado el valor medio y desviación típica de la variable N° de alveolos porque se trata de una variable discreta para la que estos datos pierden su sentido físico.

Del análisis de las gráficas mostradas (Figura 3-29, Figura 3-29, Figura 3-29, Figura 3-29, Figura 3-29 y Figura 3-29) se pueden deducir unas conclusiones en la línea de los casos anteriores, que son las siguientes:

- Se observa que respecto al ancho de nervio aparece algún fabricante puntual que no posiciona su producto en los límites que marca la normativa [2]. Esto podría ser debido a que para placas de canto 40 cm mientras la norma europea de producto UNE-EN 1168 [2] marca un valor mínimo para los nervios de 40 , la norma española sobre hormigón estructural EHE-08 [3] en su artículo 59.2.1 marcaría un límite común para almas y alas menos exigente de 28,3 .
- Respecto al número de alveolos empleados se observa una tendencia general al uso de 4 o 5 alveolos, aunque aun así se observan puntuales fabricantes españoles que mantienen el número de alveolos en 7, 8 o 9.
- A pesar de lo observado anteriormente se observa que para este canto de 40 cm la dispersión en el ancho efectivo b_{eff} es menor que en los cantos anteriores. Así el empleo de nervios de menor espesor para los fabricantes españoles se suple como se ha indicado con un mayor número de alveolos

y por lo tanto de nervios. Resultando un ancho total efectivo del mismo orden.

- Se observa que la variable con menor dispersión es el peso propio de las placas, G_1 , con una desviación típica del 7,1 %.

3.5.5 Análisis geométrico placas de canto 50 cm

Por último para placas de canto 50 cm se han estudiado las geometrías de los siguientes 17 fabricantes (Tabla 3-22):

Tabla 3-22 Fabricantes canto 50 cm

Nº	Fabricante	País	Nº	Fabricante	País
1	CIRERA	SPAIN	10	PRENOR	SPAIN
2	FORMAC	SPAIN	11	PUJOL	SPAIN
3	HECOINSA	SPAIN	12	ROURA ANGLADA	SPAIN
4	HORVITEN	SPAIN	13	VIGUETAS NAVARRA	SPAIN
5	LÓPEZ Y SILVESTRE	SPAIN	14	VIGUETAS RIBE	SPAIN
6	LUFORT	SPAIN	15	ZENET	SPAIN
7	PASTOR	SPAIN	16	BPC Group	Arab Emirates
8	PLACAS MURCIA	SPAIN	17	VELA PREFABRICATI	Italy
9	PRECAMP	SPAIN			

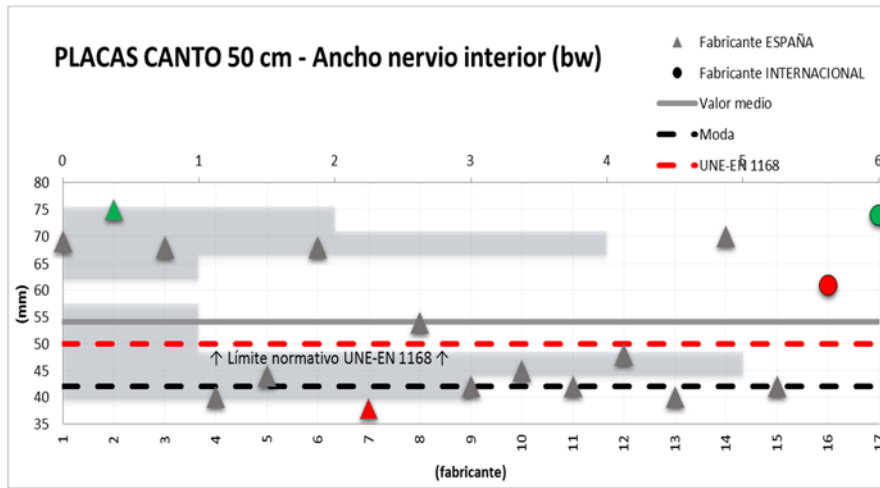


Figura 3-53 Gráfico Canto 50 - b_w

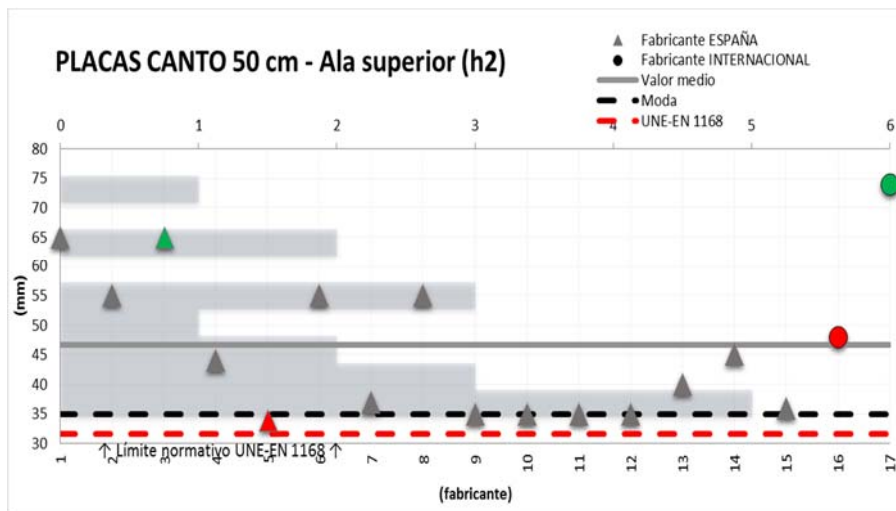


Figura 3-54 Gráfico Canto 50 - h_2

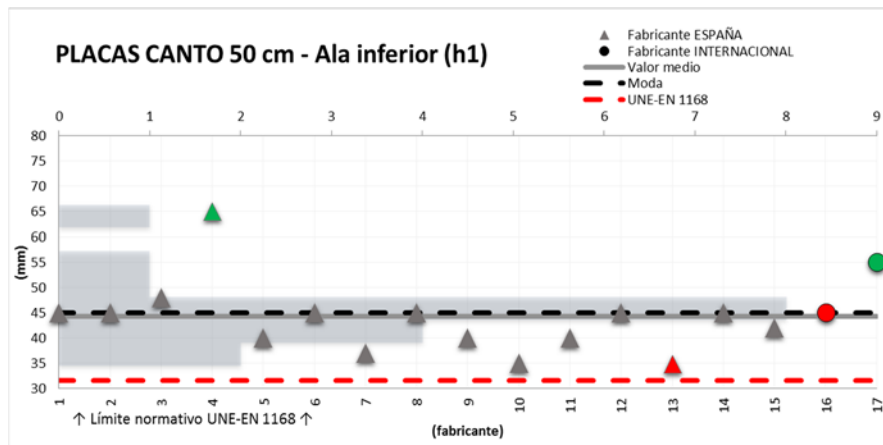


Figura 3-55 Gráfico Canto 50 – h₁

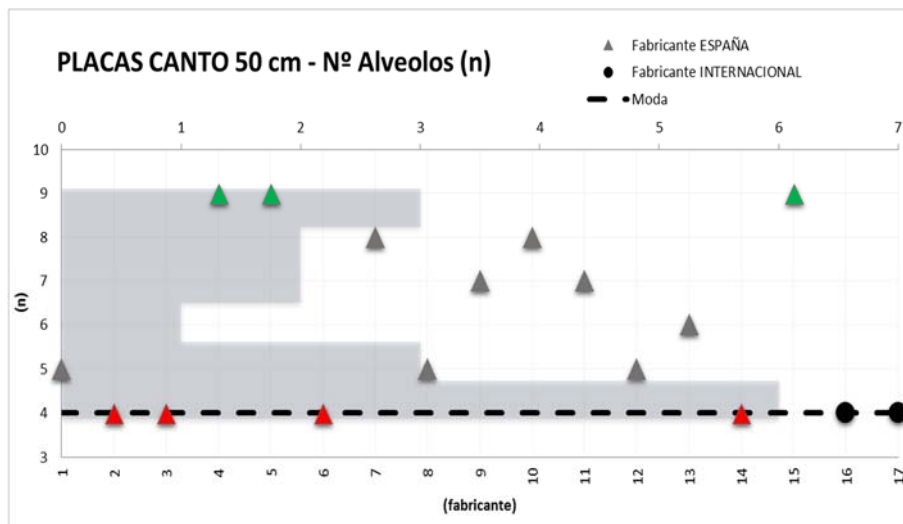


Figura 3-56 Gráfico Canto 50 – n

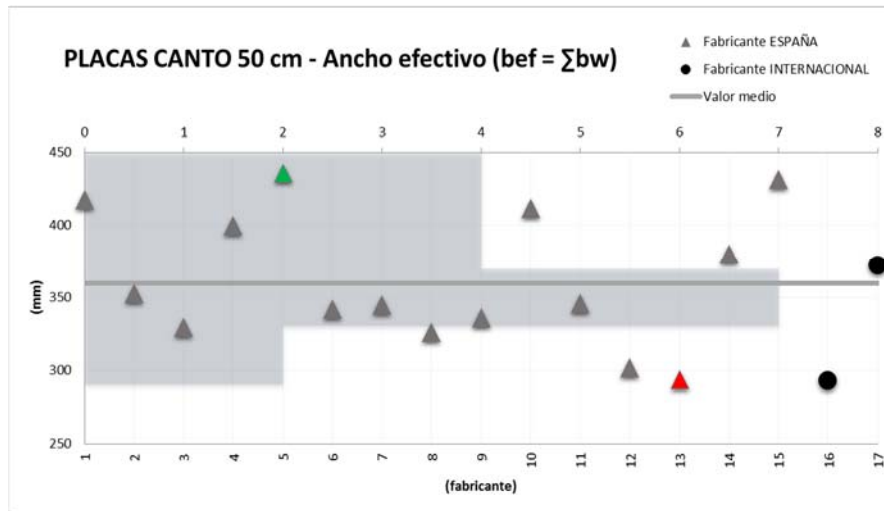


Figura 3-57 Gráfico Canto 50 - b_{eff}

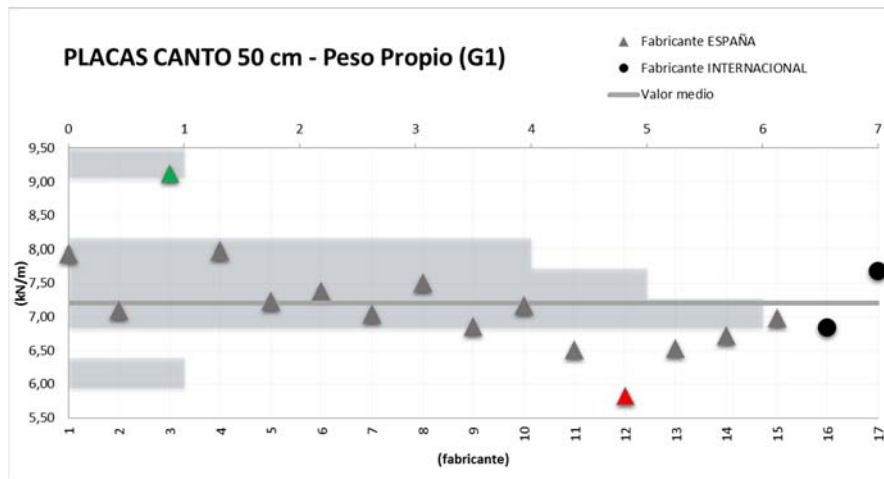


Figura 3-58 Gráfico Canto 50 - G_1

Los valores medios, máximos y mínimos, así como las desviaciones típicas de las variables mostradas son las siguientes (Tabla 3-23):

Tabla 3-23 Análisis vbles. Canto 50 cm

Vble.	\bar{x}	σ	$\sigma(\%)$	x_{\max}	x_{\min}
b_w	54,12	13,42	24,8 %	75,00	38,00
h₂	46,65	6,42	13,8 %	60,00	30,00
h₁	44,24	7,06	16,0 %	65,00	35,00
b_{eff}	359,77	45,2	12,6 %	436,00	293,00
G₁	7,20 kN/m	0,71 kN/m	9,85%	9,12	5,83

Del mismo modo que en los casos anteriores no se han tabulado el valor medio y desviación típica de la variable N° de alveolos porque se trata de una variable discreta para la que estos datos pierden su sentido físico.

Del análisis de las gráficas mostradas (Figura 3-53, Figura 3-53, Figura 3-53, Figura 3-53, Figura 3-53 y Figura 3-53) se pueden deducir unas conclusiones en la línea de los casos anteriores, que son las siguientes:

- Se observa que respecto al ancho de nervio aparece algún fabricante puntual que no posiciona su producto en los límites que marca la normativa [2]. Esto podría ser debido a que para placas de canto 50 cm mientras la norma europea de producto UNE-EN 1168 [2] marca un valor mínimo para los nervios de 50 , la norma española sobre hormigón estructural EHE-08 [3] en su artículo 59.2.1 marcaría un límite común para almas y alas menos exigente de 31,6 .
- Respecto al número de alveolos empleados se observa una importante dispersión de los datos con fabricantes que utilizan desde 4 alveolos hasta otros que lo hacen con 9.
- Se observa que la variable con menor dispersión es el peso propio de las placas, G₁, con una desviación típica del 9,85 %.

3.5.6 Conclusiones sobre el análisis geométrico global del mercado

Si se analiza de manera conjunta todos los datos obtenidos, sin separarlos por cantos como se ha hecho hasta ahora, pueden plantearse algunas conclusiones interesantes. Con ellas se pretende arrojar luz sobre las tendencias geométricas que de manera natural o tradicional posee el mercado de la prefabricación de placas alveolares.

Este es el punto de partida de cualquier propuesta futura sobre innovación geométrica para este elemento estructural. Permitiendo además enmarcarlas y caracterizarlas respecto a las tendencias del mercado.

Los dos aspectos geométricos clave en la fabricación de placas alveolares son el ancho del nervio y el espesor de las alas. Esto es debido a que el nervio es la zona de menor espesor transversal de la placa, y por tanto la más débil. En el caso de las alas un aumento en su espesor genera un aumento considerable en el peso total de la placa. Así, para estos dos parámetros se puede observar de forma global la siguiente correlación (Figura 3-59):

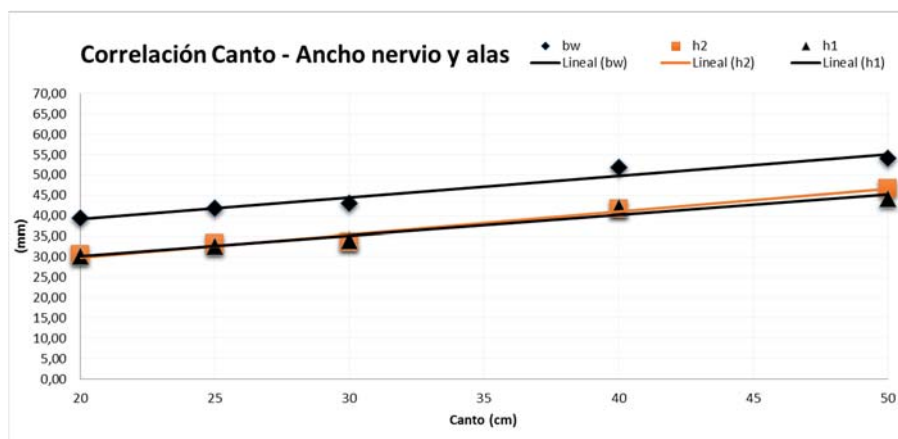


Figura 3-59 Correlación Nervio & alas – Canto

Se observa, en la Figura 3-59, una correlación positiva entre el canto y el espesor de nervio y alas. Es decir a mayor canto mayor espesor de nervios y de alas. También puede observarse claramente que la relación de aspecto en las placas alveolares por lo general es tal que el ancho de nervio es mayor que el espesor de las alas, pues la línea de tendencia del ancho de nervio aparece por encima de la de las alas.

Otra reflexión que puede ser interesante es observar que las líneas de tendencia del espesor de alas y alas son bastante paralelas. Esto indica que la relación entre el espesor del nervio y de las alas es prácticamente constante y aproximadamente igual a 1,25.

$$b_w / h_{1o2} \approx 1,25 \quad (3-14)$$

Es interesante también observar la tendencia del ancho efectivo o espesor total de nervios, respecto del canto (Figura 3-60):

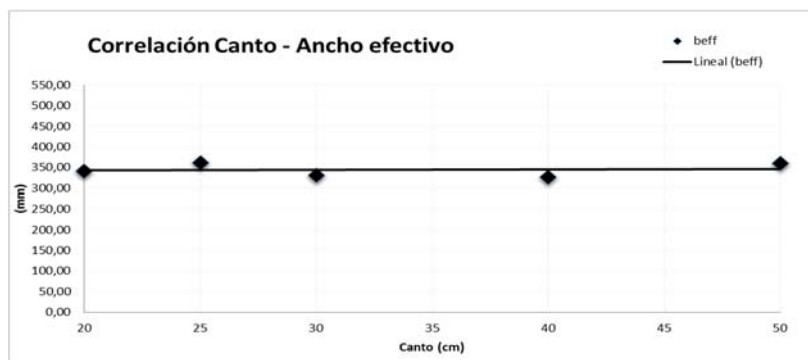


Figura 3-60 Correlación Ancho efectivo – Canto

Claramente se muestra que no existe correlación positiva ni negativa entre las variables canto y ancho efectivo. No obstante no puede concluirse que el valor sea constante independientemente del canto, ya que existe una cierta dispersión. Pero sí se ve claro que el ancho efectivo está en el entorno de los 350 mm y no existe una correlación entre él y el canto de la placa como sucedía en el caso de los espesores de nervios y alas.

A continuación se presenta la gráfica (Figura 3-60)) de correlación entre el canto y el peso medio de las placas:

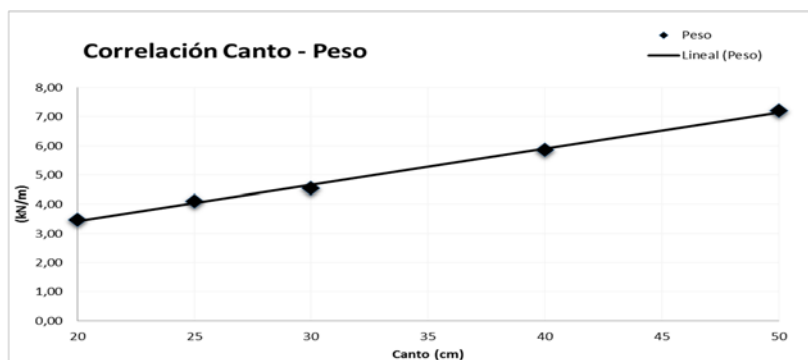


Figura 3-61 Correlación Peso – Canto

En este caso sí puede observarse una correlación positiva entre el peso medio de las placas alveolares estudiadas y su canto, siendo una correlación prácticamente lineal.

Asumiendo la linealidad en la correlación entre canto y peso de la placa, como se ha mostrado, y despreciando el aligeramiento producido por la junta, se puede calcular de

forma indirecta la relación respecto al canto de otra variable interesante como es el grado de aligeramiento de las placas alveolares.

Si definimos el aligeramiento como sigue:

$$\alpha = \frac{A_m - A_b}{A_m} \quad (3-15)$$

donde:

A_m Área maciza de la sección ($A_m = b \cdot h$), despreciando el aligeramiento de la junta lateral.

A_b Área bruta de la placa alveolar.

Así:

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{A_m - A_b}{A_m} = \frac{\rho_c \cdot A_m - A_b}{\rho_c \cdot A_m} = \frac{P_m - P}{P_m} = \frac{b \cdot h \cdot \rho_c - (A \cdot h + B)}{b \cdot h \cdot \rho_c} = \\ &= \frac{b \cdot \rho_c - A}{b \cdot \rho_c} - \frac{B}{b \cdot \rho_c} \left(\frac{1}{h} \right) = C - D \left(\frac{1}{h} \right) \end{aligned} \quad (3-16)$$

donde:

ρ_c Densidad del hormigón

P_m Peso de la sección maciza

P Peso de la placa alveolar que como se ha visto sigue una ley lineal $P = A \cdot h + B$

Del desarrollo anterior se desprende que la relación entre el canto de la placa y el índice de aligeramiento es hiperbólica:

$$\alpha = C - D \left(\frac{1}{h} \right) \quad (3-17)$$

Observando la correlación lineal de la Figura 3-62 se puede asumir $A > 0$ y $B > 0$, por lo que se concluye que $D > 0$.

Así pues, por último se puede demostrar de manera indirecta y a través de la correlación establecida ente el peso y el canto de la placa alveolar que la correlación entre el canto y el índice de aligeramiento también es positiva. Es decir, en general, a mayor canto mayor aligeramiento de la placa.

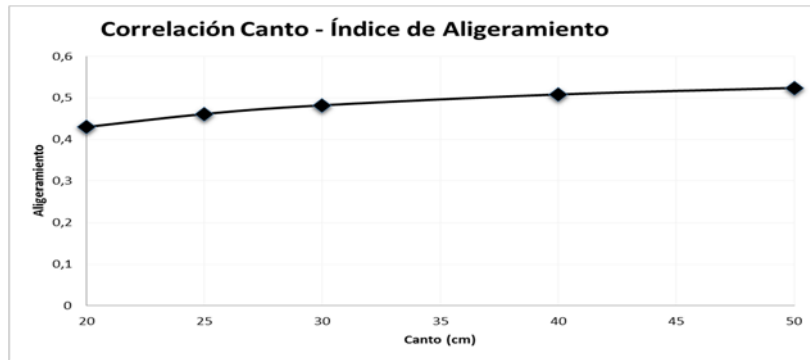


Figura 3-62 Correlación Índice de Aligeramiento – Canto

3.6 NÚMERO DE ALVEOLOS ÓPTIMO.

Una vez estudiados los diferentes fabricantes tanto españoles, europeos, así como del resto del mundo, cabe plantear cual sería la geometría teórica para el alveolo, que según el canto, permita un aligeramiento máximo de la sección de hormigón.

Para ello no deben obviarse las geometrías de alveolo conocidas, resultado de la tecnología de fabricación, como son el alveolo circular y circular sesgado que se obtiene con la Spirol, la tipo Pill o truncada conseguida con la tecnología Prensoland, esta se muestra en la Figura 3-63.

Así tendremos en cuenta los cantos estudiados anteriormente, es decir 20, 25, 30, 40 y 50 centímetros.

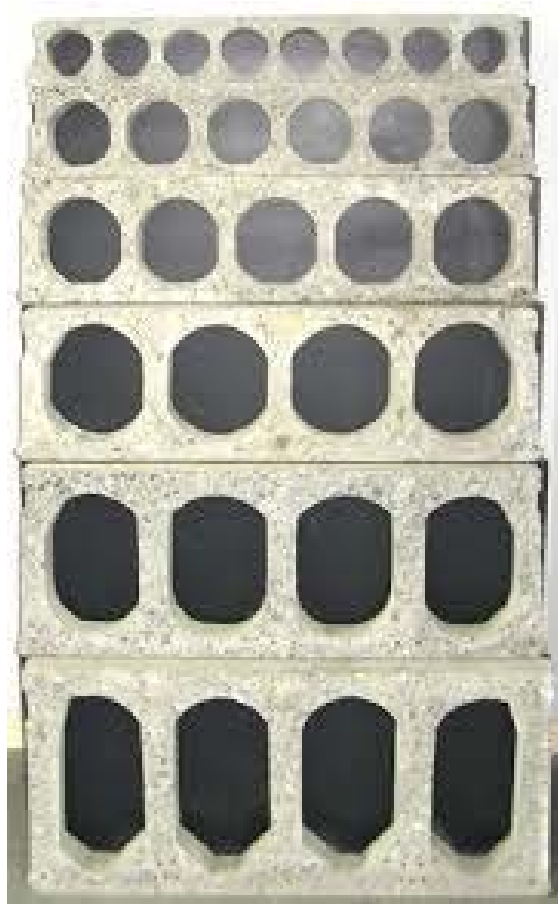


Figura 3-63. Imagen de geometrías apiladas de placas alveolares.

3.6.1 Placa de canto 20 cm.

Para la placa de canto 20, teniendo en cuenta los parámetros normativos que fijan las dimensiones mínima para el espesor de nervio, así como los valores de espesores inferiores y superior de capa de hormigón, se obtiene la siguiente gráfica (Figura 3-64):

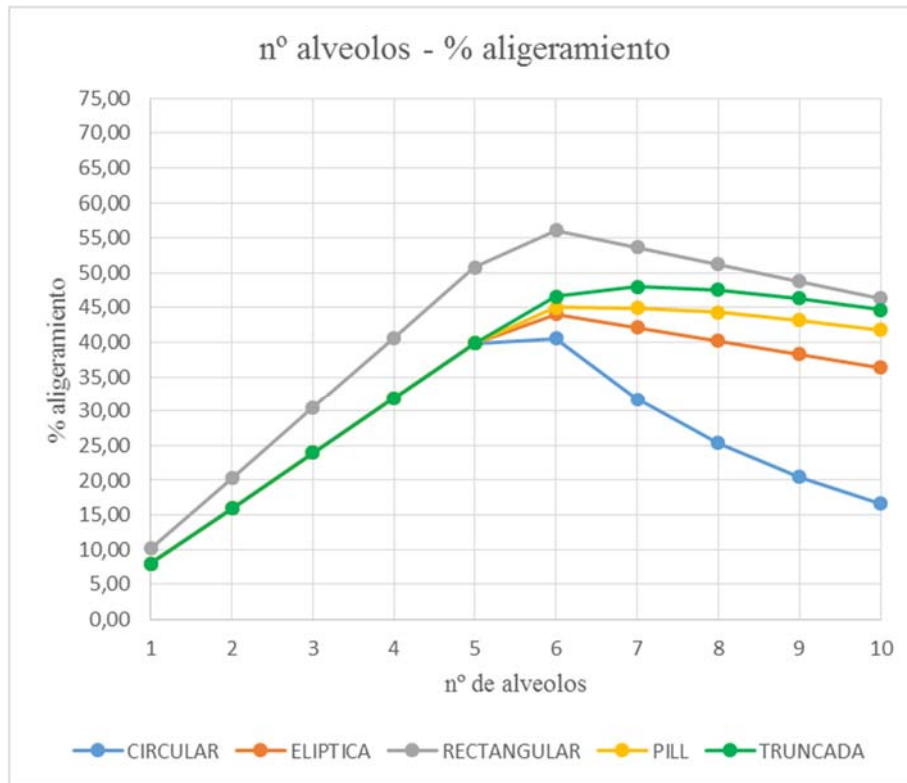


Figura 3-64. Placa de 20 cm.

La gráfica permite observar que la geometría de alveolo de mayor aligeramiento es la de sección rectangular, y que este alcanza su valor máximo con 6 alveolos. Del mismo modo las restantes configuraciones se acercan a este valor de 6 en su punto de máximo aligeramiento.

3.6.2 Placa de canto 25 cm.

Para la placa de canto 25, se obtiene la siguiente gráfica (Figura 3-65):

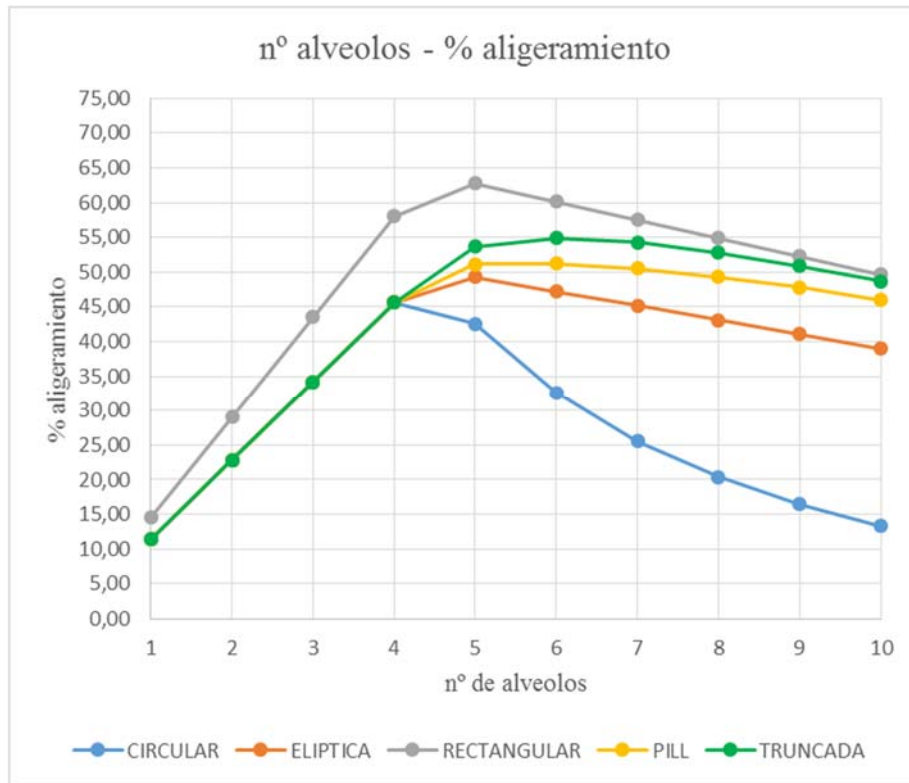


Figura 3-65. Placa de 25 cm.

Se observa que la geometría de alveolo de mayor aligeramiento es la de sección rectangular, y que este alcanza su valor máximo con 5 alveolos. Del mismo modo las restantes configuraciones se acercan a este valor de 5 en su punto de máximo aligeramiento obtenido, a excepción de la geometría de alveolo truncada que el máximo aligeramiento se obtiene con 4 alveolos.

3.6.3 Placa de canto 30 cm.

Para el caso de la placa de canto 30, se obtiene la siguiente gráfica (Figura 3-65):

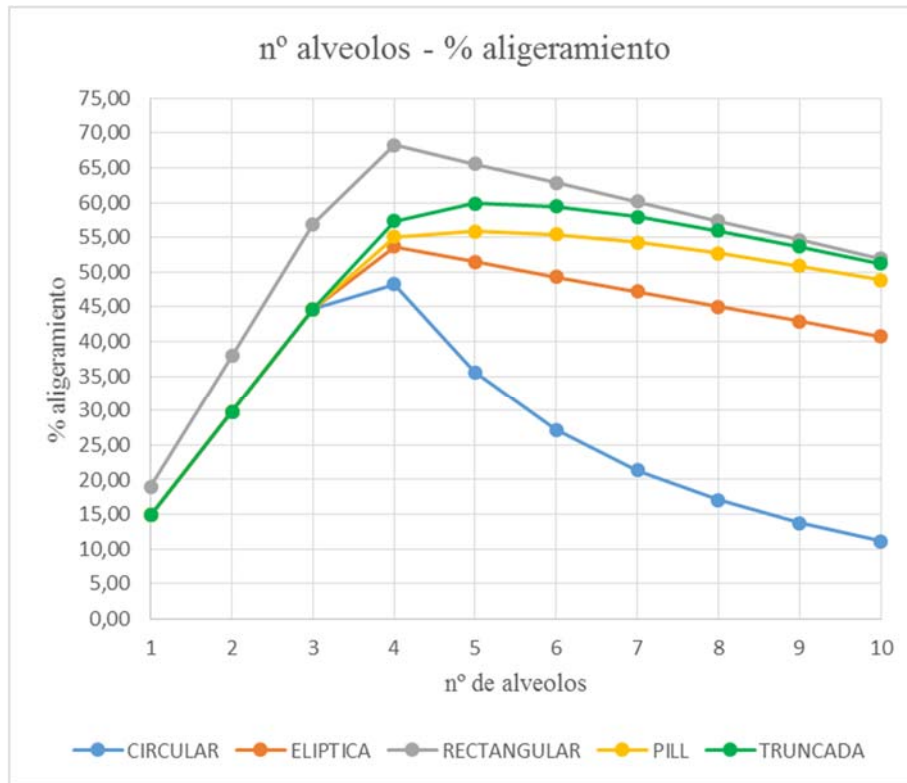


Figura 3-66. Placa de 30 cm.

La geometría de alveolo de mayor aligeramiento es la de sección rectangular, y que este alcanza su valor máximo con 4 alveolos. Del mismo modo las restantes configuraciones se acercan a este valor de 4 en su punto de máximo aligeramiento.

3.6.4 Placa de canto 40 cm.

Para el caso de la placa de canto 40, se obtiene la siguiente gráfica (Figura 3-67):

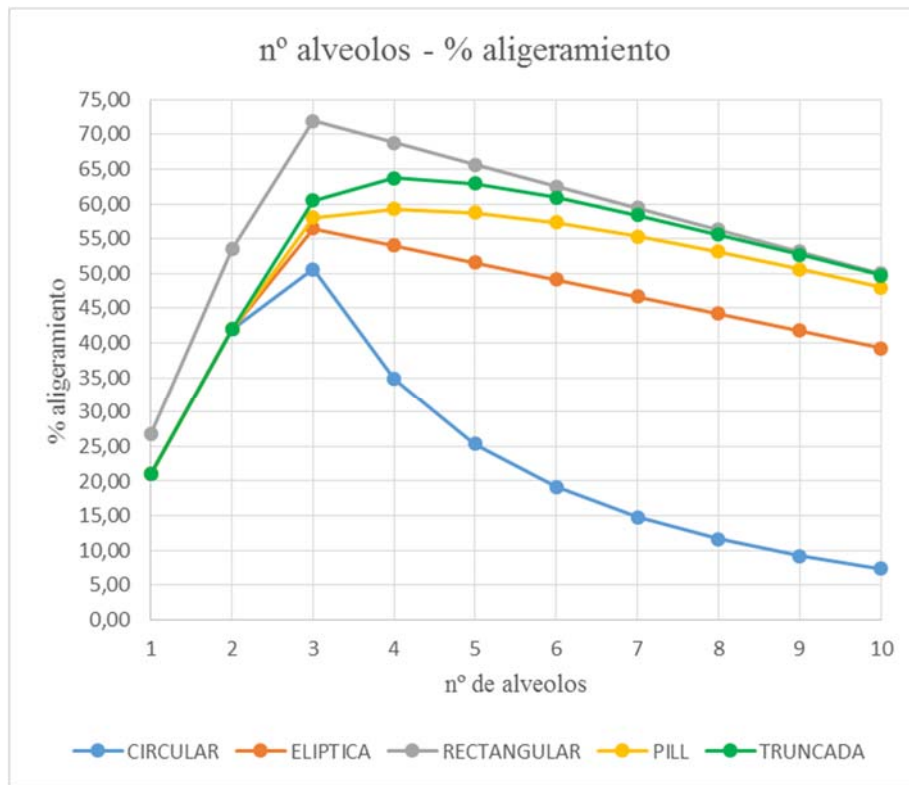


Figura 3-67. Placa de 40 cm.

Así la geometría de alveolo de mayor aligeramiento es la de sección rectangular, y que este alcanza su valor máximo con 3 alveolos. Del mismo modo las restantes configuraciones se acercan a este valor de 3 en su punto de máximo aligeramiento obtenido.

3.6.5 Placa de canto 50 cm.

Para el caso de la placa de canto 50, se obtiene la siguiente gráfica (Figura 3-67):

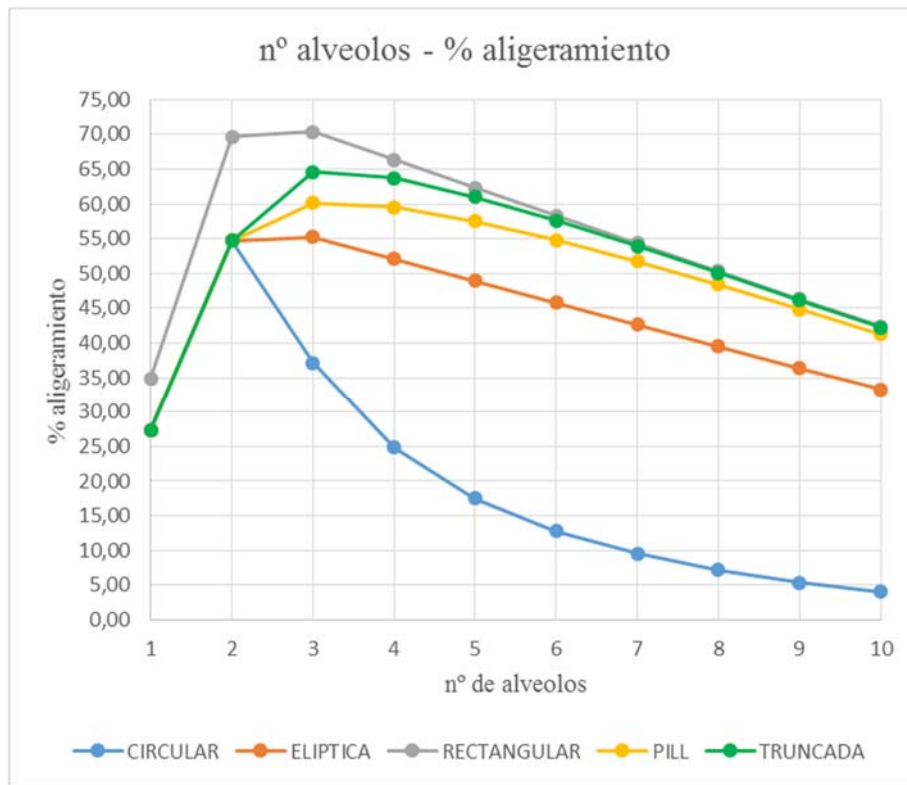


Figura 3-68 Placa de 50 cm.

Analizada la gráfica (Figura 3-67) se observa que la geometría de alveolo de mayor aligeramiento es la de sección rectangular, y que este alcanza su valor máximo con 2 alveolos. Del mismo modo las restantes configuraciones se acercan a este valor de 2 en su punto de máximo aligeramiento.

3.7 CONCLUSIONES.

Se ha obtenido un modelo geométrico de 23 variables, que permite reproducir cualquier geometría de mercado. A partir de este conjunto de variables se han definido las ligaduras y restricciones derivadas de la geometría de la placa, de los diferentes sistemas de fabricación y de las condiciones establecidas por la norma de producto UNE EN 1168 y otras normas europeas que la complementan en aquellos apartados con indefinición.

Revisada la geometría mínima que se configuraría con el cumplimiento estricto de la norma de producto EN 1186 [2], así como las restantes normativas al uso, contempladas en el presente estudio, cabe concluir que la placa de sección aligerada óptima deberá tener un número de alveolos mínimo que será función de la tecnología de fabricación y del canto del elemento, y que desde el punto de vista de la capacidad de configuración de disposiciones posibles de armados, el número de alveolos debería ser par, para poder disponer un número de nervios que alberguen armadura impar y par.

3.8 BIBLIOGRAFÍA

- [1] PCI, "Manual for the design of wollow core slabs," ed. Chicago: PCI, Precast Prestressed Concrete Institute, 1998.
- [2] AENOR, "UNE-EN 1168:2006+A3 Productos prefabricados de hormigón: Placas Alveolares," ed. Madrid: AENOR: AEN/CTN 127 Prefabricados de cemento y de hormigón, 2012.
- [3] M. d. F. Comisión Permanente del Hormigón España, "EHE-08 : instrucción de hormigón estructural," ed. Madrid: Madrid : Ministerio de Fomento 2008, p. 702 p.
- [4] S. A. Forsecusa - Forjados Secusa. *Fichas técnicas de placas alveolares.*
- [5] J. Kruppa, "Some results on the fire behaviour of external steel columns," *Fire Safety Journal*, vol. 4, pp. 247-257, // 1981.

Capítulo 4

Análisis térmico

4.1 INTRODUCCIÓN.

En el Capítulo 1 ya se introdujeron los parámetros que definían la evolución de la temperatura en los incendios, indicando que se hará uso de las curvas nominales que se corresponden con el modelo más simplificado de incendio que proporciona directamente la curva de temperatura de los gases en función del tiempo.

Así, se empleará la curva nominal ISO834 UNE EN 1363 [1], que se corresponde a un fuego de tipo celulósico.

Cabe recordar que el uso de esta curva nominal supone asumir un fuego completamente desarrollado, post-Flashover, con temperatura uniforme en todo el recinto y sin ningún tipo de paramento físico como puede ser la ventilación, geometría del local, etc...

Si tenemos en cuenta las normativas estructurales aplicables al proyecto de un elemento de placa alveolar, el Documento Básico Seguridad en caso Incendio, DB-SI, se indican únicamente métodos simplificados de cálculo suficientemente aproximados para la mayoría de las situaciones habituales. Estos métodos sólo recogen el estudio de la resistencia al fuego de los elementos estructurales individuales ante la curva normalizada tiempo temperatura UNE EN 1363 [1].

Establecida la curva de evolución de la temperatura del incendio cabe establecer cómo evoluciona la temperatura en los materiales, a tal efecto se desarrolla en este capítulo el análisis térmico y por tanto la evolución de la temperatura en las secciones de hormigón.

La respuesta térmica de un elemento, subestructura o de la estructura completa, puede ser conocida por datos obtenidos de ensayos de laboratorio, a través de modelos simplificados de transmisión de calor, o con modelos avanzados, generalmente modelos de elementos finitos de transmisión de calor (Figura 4-1).

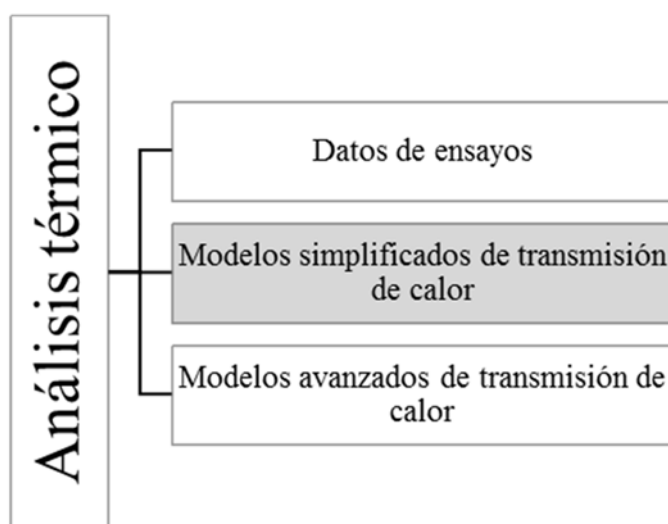


Figura 4-1. Análisis térmico.

4.2 EL PROBLEMA DE LA TRANSMISIÓN DE CALOR EN SECCIONES DE HORMIGÓN.

En este apartado se desarrolla el problema de transmisión de calor en secciones de hormigón armado. Para ello se ha consultado bibliografía referente a la transmisión de calor.

La materia de la transmisión de calor tiene una importancia fundamental en muchas ramas de la ingeniería.

Los principales objetivos del estudio de la transmisión de calor son:

- determinar la distribución de temperaturas en un sistema
- determinar la cantidad de calor intercambiado
- determinar la evolución de la temperatura y el flujo de calor con el tiempo en un sistema o cuerpo

La resolución del problema de transmisión de calor permite alcanzar dichos objetivos y así evaluar la distribución de temperatura de las estructuras en condiciones de incendio. Asimismo, permite conocer el histórico de la evolución de la temperatura (Figura 4-2).

Las distribuciones de temperaturas obtenidas se podrán utilizar posteriormente, junto con análisis de los esfuerzos, para conocer el comportamiento de las estructuras frente a un incendio.

Las ecuaciones que se consideraran en el problema de transmisión de calor son no-lineales debido a que se considera que las propiedades de los materiales son dependientes con la temperatura. Por tanto se plantea un problema complejo.

La no linealidad del problema requiere un proceso iterativo paso a paso para encontrar la solución. Debido a la complejidad del problema, generalmente se usa el método de los elementos finitos para resolver esta integración paso a paso.

La formulación desarrollada en los diseños de seguridad contra incendios para el cálculo térmico sirve para predecir el comportamiento de las estructuras frente a la acción del fuego. Hay que destacar que esta formulación solo es válida para la predicción de la respuesta térmica en las condiciones para las que ha sido desarrollada dicha formulación. En la mayoría de casos estas fórmulas han sido desarrolladas empíricamente a partir de pruebas con fuego estándar. Es por esto que a veces son difíciles de aplicar en el caso de condiciones diferentes a las estándar, como es el caso de un incendio real.

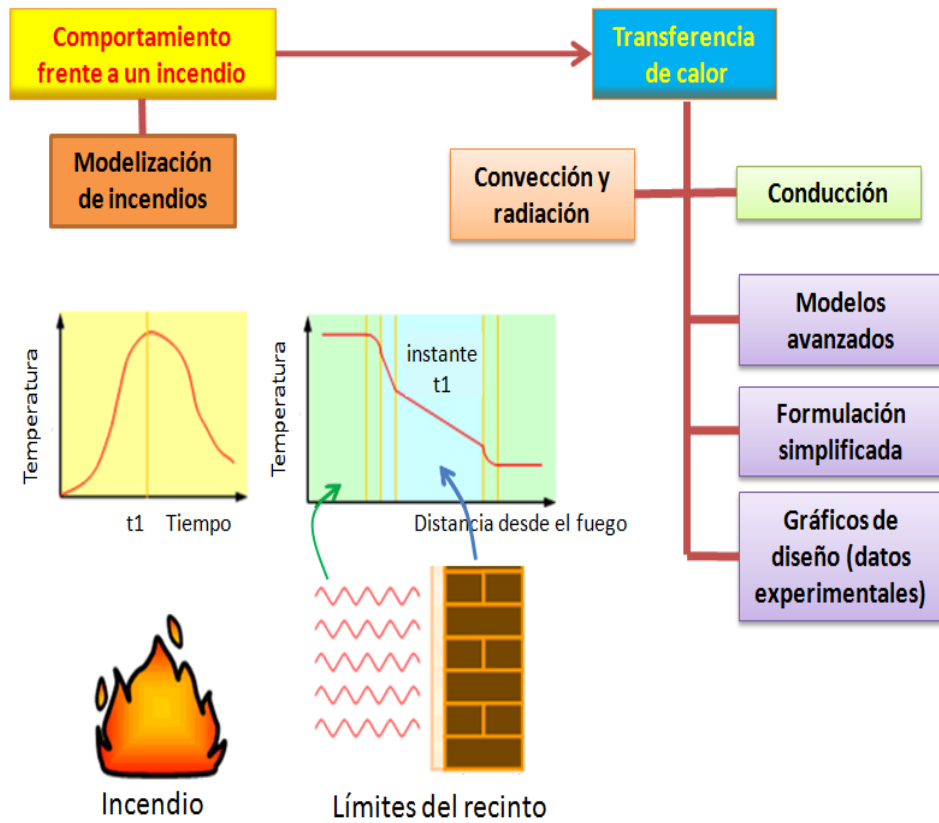


Figura 4-2 Diagrama del análisis térmico para el diseño estructural contra incendios.

Atendiendo a la complejidad del modelo de incendio a plantear y de los modos de transmisión de calor considerados, capacidad de análisis, tipo de elemento a analizar, de que parámetros de entrada se dispone, se obtendrán diferentes soluciones a nivel de sección transversal de pieza o volumen de la misma, para conocer el perfil de temperaturas.

Tabla 4-1. Complejidad de los modelos de fuego. [1].

Modelo	Datos experimentales	Formulación simplificada	Modelos avanzados
Complejidad	Simple	Intermedia	Avanzada
Modos de transmisión de calor	Conducción		Convección Radiación Conducción
Capacidad de análisis	-Resultados de tests -Condiciones de fuego estándar	-Soluciones empíricas -Condiciones de fuego estándar	-Soluciones precisas -Cualquier condición de incendio
Tipos de elementos	Depende de los datos de ensayos disponibles	Elementos principalmente de acero	Cualquier material y método de construcción
Parámetros de entrada	-Tipo de construcción -Geometría del elemento	-Flujo de calor o curvas de fuego -Condiciones de contorno -Geometría del elemento -Propiedades térmicas de los materiales	
Soluciones	-Gráficos de temperaturas de una sección transversal -Datos térmicos tabulados	Perfil de temperaturas de una sección transversal simple	Perfiles de temperatura de una a tres dimensiones dependientes del tiempo y del espacio
Herramientas de diseño	-Parte de incendio de los Eurocódigos -Test/artículos de investigación	-Parte de incendio de los Eurocódigos -Normas de diseño	Método de elementos finitos
	Gráficos de diseño / tablas	Hoja de cálculo	Modelos computacionales

4.2.1 Mecanismos de transmisión de calor

En física, la definición de transmisión de calor es el paso de energía térmica desde un cuerpo de mayor temperatura a otro de menor temperatura. Cuando un cuerpo, por ejemplo un objeto sólido o un fluido, está a una temperatura diferente de la de su entorno u otro cuerpo, la transferencia de energía térmica, también conocida como transferencia de calor o intercambio de calor, ocurre de tal manera que el cuerpo y su entorno alcancen el equilibrio térmico. La transferencia de calor siempre ocurre desde un cuerpo más caliente a uno más frío, como resultado de la Segunda ley de la termodinámica. Cuando existe una diferencia de temperatura entre dos objetos en proximidad uno del otro, la transferencia de calor no puede ser detenida, solo puede hacerse más lenta.

En resumen, la transmisión de calor es la rama de la ingeniería que estudia el transporte de energía entre cuerpos materiales debido a la diferencia de temperatura (Bejan 1993; Holman 1989; Incropera and Dewitt 1990; Sukhatme 1992). Existen tres modos de transmisión de calor:

1. Conducción
2. Convección
3. Radiación

Generalmente, todos los modos de transmisión de calor están presentes en diversos grados en un problema físico real. A la hora de resolver problemas de transmisión de calor, los aspectos importantes a considerar son identificar los modos significativos y decidir si el calor transferido por otros medios puede ser despreciado.

4.2.1.1 Conducción

La conducción ocurre, o bien a causa de un intercambio de energía de una molécula a otra, dentro del movimiento real de las moléculas, o a causa del movimiento de los electrones libres si están presentes. Es decir, es un modo de transmisión de calor en un medio debida a los impactos elásticos de las moléculas en los gases y líquidos, a las vibraciones moleculares en sólidos y por difusión de la nube de electrones libres en los metales. Tiene lugar en sólidos, líquidos y gases si existe diferencia de temperatura.

Esta forma de transporte de calor necesita un soporte material y depende en gran medida de las propiedades del medio.

La conducción se rige por la Ley de Fourier (1822). Según la formulación de esta ley, el calor por conducción se transmite siempre desde temperaturas superiores a inferiores y proporcionalmente al gradiente de temperaturas en dicha dirección. Esto es, en una sustancia homogénea, el flujo de calor local es proporcional al gradiente de temperatura.

$$q = \frac{Q \cdot dT}{A \cdot dx} = -k \cdot \frac{dT}{dx} \quad (4-1)$$

donde

q	flujo de calor por unidad de área y de tiempo
Q	calor intercambiado en la unidad de tiempo (W)
k	conductividad térmica (W/mK)

La conductividad térmica es una propiedad de la materia. El signo negativo indica que el calor se transmite en sentido contrario al gradiente de temperaturas.

4.2.1.2 Convección

Las moléculas presentes en líquidos y gases tienen libertad de movimiento, y mediante el movimiento desde una región fría a una más caliente transportan energía con ellas. La transmisión de calor de una región a otra, debido tanto al movimiento macroscópico en un líquido o gas, añadido a la transferencia de energía por conducción en el fluido, es la llamada transmisión de calor por convección. Es decir, es la transferencia de calor entre una superficie y un fluido.

Es un modo de transmisión de calor que es función de las condiciones de la superficie (geometría y temperatura) y de las condiciones del fluido (temperatura, velocidad y propiedades termo-físicas del mismo).

La convección puede ser libre o forzada. Cuando el movimiento del fluido se debe a la variación de densidad causada por la diferencia de temperaturas, se dice que es convección libre o natural. Por otra parte, cuando el movimiento del fluido se produce por una fuerza externa, como por bombeo o soplando, se trata de una convección forzada. Asimismo, un estado de convección mixta es uno en el que ambas convecciones, natural y forzada, están presentes.

La convección se rige por la Ley de Enfriamiento de Newton (1701):

$$q = \frac{Q}{A} = h \cdot (T - T_{sup}) \quad (4-2)$$

siendo

q flujo de calor por unidad de área y de tiempo

h coeficiente de convección (W/m²K)

El coeficiente de convección no es una propiedad de la materia.

4.2.1.3 Radiación

La radiación es la energía electromagnética emitida por la superficie de un cuerpo en virtud de su temperatura. Cualquier cuerpo a temperatura superior a los 0 K emite energía. Este es el único modo que no requiere medio material para que ocurra transmisión de calor. La naturaleza de la radiación térmica es tal que una propagación de energía, transportada por ondas electromagnéticas, se emite desde la superficie del cuerpo. Cuando estas ondas electromagnéticas golpean otras superficies del cuerpo, una parte es reflejada, una parte es transmitida y la parte restante es absorbida.

La teoría ondular predice las propiedades radiantes de la materia, mientras que la teoría cuántica predice la cantidad de energía radiante emitida.

La radiación se rige por la Ley de Stefan-Boltzman (1879 experimental – 1884 teórica):

$$q = \frac{Q}{A} = \sigma \cdot T^4 \quad (4-3)$$

$$\sigma \approx 5,670400 \cdot 10^{-8} \frac{W}{m^2 \cdot K^4} \quad (4-4)$$

Siendo

q flujo de calor por unidad de área y de tiempo

σ constante de Stefan-Boltzman

T temperatura del material

4.2.2 Formulación de los problemas de transmisión de calor en estructuras sometidas a incendio

Para cuantificar el comportamiento del sistema a estudiar se tienen que formular los problemas de transmisión de calor adecuados para cada situación. Analizando el sistema térmico, se puede identificar el proceso de transmisión de calor relevante para cada caso. Para el cálculo estructural se tienen básicamente los siguientes modos de transmisión de calor según el tipo de elemento constructivo:

- 1) Conducción transitoria con temperatura uniforme en todo el cuerpo. Se trata de un modelo cero-dimensional. Es el que se aplica en el caso de estructuras metálicas (Figura 4-3).

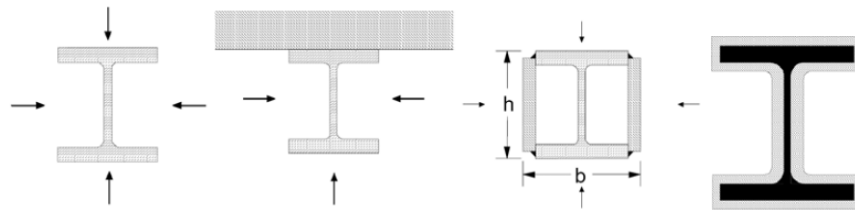


Figura 4-3. Perfiles de acero.

- 2) Conducción en régimen transitorio unidimensional. Es el modelo utilizado para el caso de elementos superficiales tales como muros y losas (Figura 4-4).

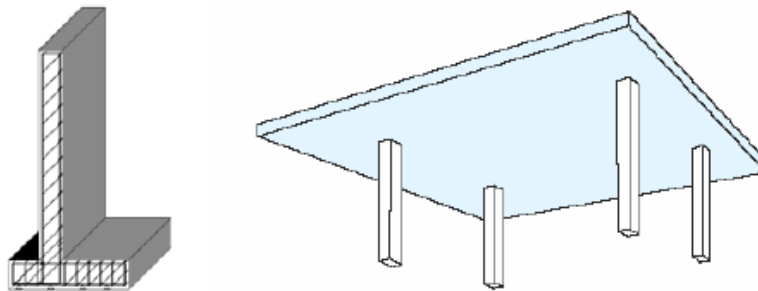


Figura 4-4. Muro y losa.

- 3) Conducción en régimen transitorio bidimensional. Este es el modo de transmisión de calor que se toma para el cálculo de secciones de hormigón armado y de secciones mixtas (Figura 4-5 y Figura 4-6).

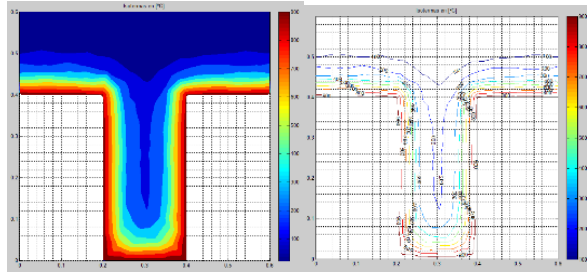


Figura 4-5. Sección en T sometida a la acción del fuego por su parte inferior durante 90 minutos.

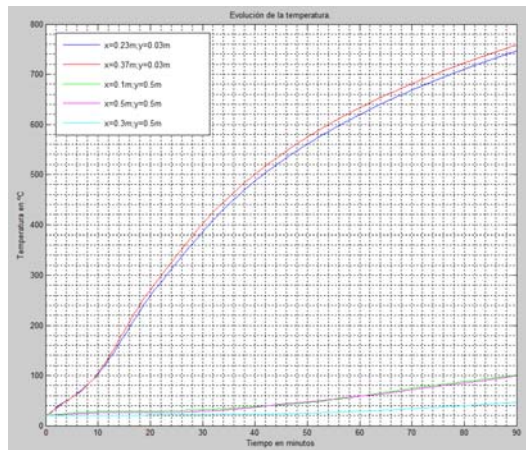


Figura 4-6. Evolución de la temperatura con el tiempo de distintos puntos de la sección en T.

4.2.3 Ecuación general de conducción de calor.

Para plantear la ecuación general, se tiene en cuenta el equilibrio de flujo de calor en un diferencial de sección (Figura 4-7)

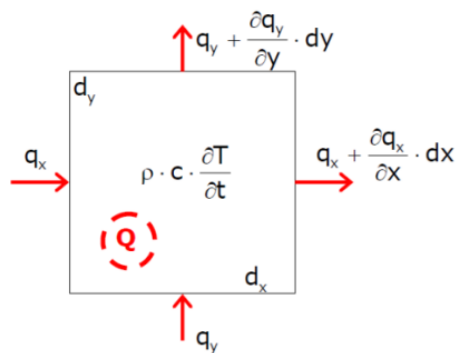


Figura 4-7. Flujo de calor en un diferencial de sección.

Ecuación de equilibrio

A partir del balance de los flujos de calor se obtiene la siguiente ecuación:

$$\begin{aligned} q_x \cdot dy - \left(q_x + \frac{\partial q_x}{\partial x} \cdot dx \right) \cdot dy + q_y \cdot dx - \left(q_y + \frac{\partial q_y}{\partial y} \cdot dy \right) \cdot dx + Q &= \\ = \rho \cdot c \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \cdot dx \cdot dy - \frac{\partial q_x}{\partial x} \cdot \frac{\partial q_y}{\partial y} + Q &= \rho \cdot c \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \end{aligned} \quad (4-5)$$

Ecuación de comportamiento: Fourier

$$q_x = \lambda_x \cdot \frac{\partial T}{\partial x} \quad (4-6)$$

$$q_y = \lambda_y \cdot \frac{\partial T}{\partial y} \quad (4-7)$$

Para un material isótropo:

$$\lambda_x = \lambda_y = \lambda = cte \quad (4-8)$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \cdot \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda \cdot \frac{\partial T}{\partial y} \right) + Q = \rho \cdot c \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \quad (4-9)$$

$$\nabla^T (\lambda \cdot \nabla T) + Q = \rho \cdot c \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \quad (4-10)$$

$$\lambda \cdot \nabla T + Q = \rho \cdot c \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \quad (4-11)$$

Casos particulares:

1) Régimen permanente: $\frac{\partial T}{\partial t} = 0$

$$\lambda \cdot \nabla T + Q = 0 \quad \text{Poisson}$$

2) Régimen permanente $\frac{\partial T}{\partial t} = 0$, sin generación de calor $Q=0$ (materiales estructurales no combustibles)

$$\nabla T = 0 \quad \text{Laplace}$$

3) Régimen variable $\frac{\partial T}{\partial t} \neq 0$, sin generación de calor $Q=0$

Si llamamos difusividad a $\alpha = \frac{\lambda}{\rho \cdot c}$, propiedad que indica la velocidad de variación de la temperatura frente a una sollicitación térmica.

$$\frac{\lambda}{\rho \cdot c} \cdot \nabla T = \frac{\partial T}{\partial t} \quad (4-12)$$

$$\nabla T = \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \quad (4-13)$$

4.3 CÁLCULO DE LA TEMPERATURA EN LA SECCIÓN.

Conocido el planteamiento teórico el problema de la transmisión de calor en secciones de hormigón, se mostrará a continuación los diversos modelos que plantean las normas estructurales al uso.

4.3.1 Análisis térmico del Eurocódigo 2.

La versión anterior UN EN1168[2] permitía un análisis térmico simplificado de la sección de la placa alveolar asimilando la zona afectada por el calentamiento de un incendio a una losa maciza. El Eurocódigo 2 presenta los siguientes resultados para el análisis térmico de una losa maciza (Figura 4-8), obtenidos a partir de las siguientes condiciones.

- El calor específico del hormigón es el dado es el que indica el Eurocódigo 2 (EN 1991-1-2)[3] en su apartado 3.3.2., con una humedad específica del 1,5%. Los gráficos son conservadores para humedades mayores al 1,5%.
- El límite inferior de la conductividad térmica del hormigón es el dado el Eurocódigo 2 (EN 1991-1-2) en su apartado 3.3.3.
- La emisividad relativa a la superficie del hormigón, 0,7, es la dada en el Eurocódigo 2 (EN 1991-1-2) en su apartado 2.2.
- El coeficiente de convección es 25 W/m²K.

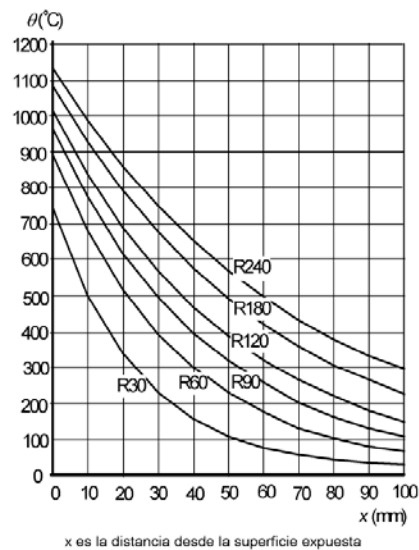


Figura A.2 – Perfiles de temperatura para losas (altura $h = 200$) para R60 - R240

Figura 4-8. Perfiles de temperatura para losas (altura $h=200$).

4.3.2 Análisis térmico por el método Wickström

Las temperaturas se pueden obtener también de forma aproximada por el método de Wickström. La norma británica BS PD7974-3 [4](2003) adopta el método de cálculo simple propuesto por Wickström [5] (1986) para el cálculo de las temperaturas en los elementos de hormigón expuestos al fuego estándar de acuerdo con BS476 o a las condiciones reales de incendio.

En el *Fire Safety Engineering Design of Structures* de J.A. Purkiss [6] también se propone este método aproximado. Cabe señalar que este método no tiene en cuenta los posibles el proceso de desprendimiento del hormigón, también llamado spalling, tiene lugar rápidamente, a los 100-150 °C, como resultado del impacto térmico y el cambio de estado del agua intersticial.

La temperatura de la cara expuesta al fuego, T_s , de un elemento de hormigón en un instante t viene dado por:

$$T_s = n_s \cdot T_g \quad (4-14)$$

Siendo

$$n_s = 1 - 0,0616 \cdot t_s^{-0,88} \quad (4-15)$$

Con

n_s Es la proporción entre las temperaturas del gas y la superficie de la sección de hormigón (°C)

T_g Es la temperatura del gas de alrededor de la sección [°C];

t_s Es el tiempo escalado (horas)

El tiempo escalado, t_s , se representa por la variación de las propiedades térmicas entre el hormigón y se considera una combinación nominal estándar para hormigón de peso normal y viene dado por:

$$t_s = \left(\frac{\gamma}{\gamma_i} \right) \cdot t \quad (4-16)$$

$$\gamma = \frac{A_w \cdot \sqrt{h_w}}{b \cdot A_t} \cdot \left(\frac{1160}{0,04} \right) \quad (4-17)$$

$$\gamma_i = \sqrt{\frac{b}{1550}} \quad (4-18)$$

$$b = \sqrt{k_c \cdot p_c \cdot c_c} \quad (4-19)$$

Donde:

- ρ_c Es la densidad del hormigón a elevadas temperaturas [kg/m³];
- A_t Es el área total interna, incluyendo aberturas, del recinto [m²];
- A_w Es el área de las aberturas [m²];
- h_w Es la altura de la apertura [m];
- c_c Es el calor específico del hormigón [J/kg L];
- k_c Es la conductividad térmica del hormigón a temperaturas elevadas cuya reducción se asume linealmente entre aproximadamente 1.25 W/m K hasta 0.5 W/m K entre los 100 °C y los 1200 °C [W/m K];
- t Es el tiempo en horas.

Vale la pena señalar que a la hora de predecir la respuesta del hormigón de densidad normal expuesta al fuego estándar, la escala de tiempo es innecesaria y t_s se puede establecer igual a t .

Para la condición de flujo de calor uniaxial, como por ejemplo en una losa, el aumento de la temperatura T_x a cualquier profundidad x (m) por debajo de la superficie expuesta al fuego es un factor de n_x de la T_s temperatura de la superficie con n_x dada por:

$$n_x = 0,18 \cdot \ln(U_x) - 0,81 \quad (4-20)$$

$$U_x = \frac{k_c}{4,17 \cdot 10^{-7}} \cdot \frac{t_s}{x^2} \quad (4-21)$$

Donde Kc es la difusividad térmica del hormigón (m^2/s).

Por lo tanto, el aumento de temperatura, T_x , viene dado por:

$$T_x = n_x \cdot n_s \cdot T_g \quad (4-22)$$

El método se puede aplicar a los elementos de hormigón calentados en las caras paralelas al mismo tiempo, n_x es simplemente el total obtenidos por superposición de los valores de n_x calculados con respecto a cada cara.

El método también puede ser utilizado para las esquinas de las vigas donde se considera el flujo de calor a partir de dos direcciones, a través de la superposición de las contribuciones de las caras ortogonales n_x y n_y de la siguiente manera:

$$T_{xy} = \left[n_s \cdot (n_x + n_y - 2 \cdot n_x \cdot n_y) + n_x \cdot n_y \right] \cdot T_g \quad (4-23)$$

Donde n_y se calcula de la misma forma que n_x .

En el caso de hormigón de peso normal expuesto al fuego estándar de acuerdo con BS476, la ecuación (4-23) se puede simplificar de la siguiente manera:

$$T_x = 345 \cdot \log_{10} (480 \cdot t + 1) \cdot (1 - 0,0616 \cdot t^{-0,88}) \cdot \left(0,18 \cdot \ln \left(\frac{t}{x^2} \right) - 0,81 \right) \quad (4-24)$$

El Eurocódigo 2 presenta una gráfica con la evolución de la temperatura en función de la distancia a la cara expuesta para un instante dado. Si se compara el método Wickström para el caso de flujo de calor biaxial en una superficie plana expuesta por una cara con los resultados del EC2 se obtiene el gráfico (Figura 4-9).

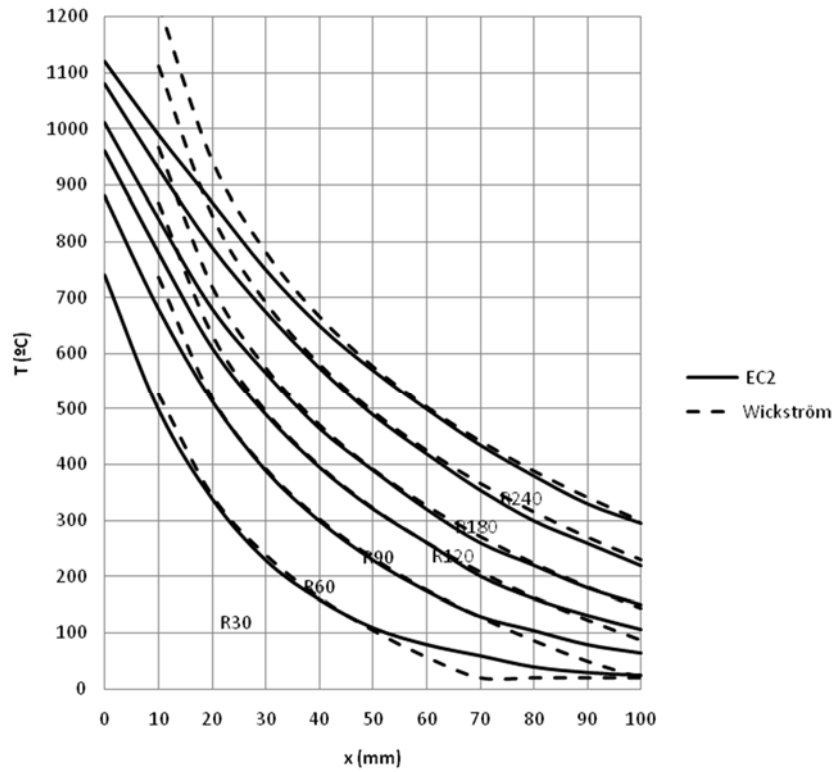


Figura 4-9. Evolución de la temperatura con profundidad. Comparación Eurocódigo 2 con el método Wickström.

Se puede observar que las curvas obtenidas con el método Wickström coinciden con las del eurocódigo en su parte central. A pequeñas y grandes distancias de la cara expuesta aumenta la discrepancia entre ambos métodos.

4.4 ANÁLISI TÉRMICO UNE 1168.

La norma de producto EN 1168 adopta las siguientes hipótesis para el análisis térmico de placas expuestas al fuego en su cara inferior.

- A no ser que se realice un análisis térmico más preciso, por debajo del nivel $a_{50\%}$ (el nivel sobre el que la anchura total del alma es igual a la anchura del núcleo), la temperatura se puede tomar como igual a la de una placa maciza.
- Por encima del nivel puede tomarse una interpolación lineal entre la temperatura al nivel $a_{50\%}$ y la temperatura en la superficie superior del forjado (temperatura máxima permitida para el criterio de aislamiento 160°C).

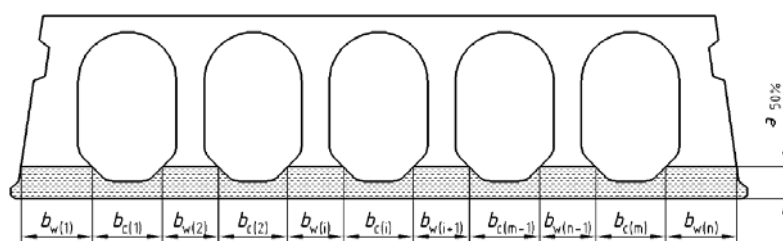


Figura 4-10. Zona de placa con comportamiento de losa frente al fuego.

$$a_{50\%} = \sum_{i=1}^n b_{w(i)} = \sum_{i=1}^m b_{c(i)} \quad (4-25)$$

Donde:

- n Número de almas.
- m Número de núcleos.
- $b_{w(i)}$ Anchura del número de alma "i" al nivel considerado
- $b_{c(i)}$ Anchura del número de núcleo "i" al nivel considerado

Las temperaturas en la zona de compresión están en el orden de 100°C a 300°C . A estas temperaturas, el hormigón tiene entre el 90% y el 95% de la resistencia de compresión al margen. Teniendo en cuenta que $\gamma_c=1,0$ y $\alpha_{cc}=1,0$ en el cálculo a fuego, el canto del bloque de hormigón disminuye y el brazo de palanca interno aumenta. Esto resultará más favorable en el cálculo a fuego.

Así que la resistencia a compresión en la zona comprimida puede suponerse que no queda afectada cuando el espesor de la placa cumple con el criterio de aislamiento, es

decir, que la cara protegida se supone que tiene el mismo brazo de palanca interno que en el cálculo normal de la temperatura.

4.5 CONCLUSIONES.

La presente tesis doctoral hace uso del método de Wickström, que permite la obtención de forma analítica de la temperatura en función del tiempo, hasta la altura de placa denominada por la UNE 1168 a_{50} , y desde este nivel a la cota superior del forjado una variación lineal de acuerdo con la indicado en dicha norma de producto, que supone que en la cara superior no se superan los 160 °C.

4.6 BIBLIOGRAFÍA.

- [1] AENOR, *UNE-EN 1363-1:2000*: AENOR, 2000.
- [2] AENOR, "UNE-EN 1168 Productos prefabricados de hormigón. Placas alveolares.," pp. 1-82, 2012.
- [3] A. E. d. N. y. Certificación, *UNE-ENV 1992-1-2: EUROCODIGO 2 : proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales, proyecto de estructuras frente al fuego*: AENOR, 1996.
- [4] BSI, *PD 7974-3:2003 Application of fire safety engineering principles to the design of buildings. Structural response and fire spread beyond the enclosure of origin (Sub-system 3)*: BSI, 2003.
- [5] U. Wickstrom, "Very simple method for estimating temperatura in fire exposed concrete structures," 1986, pp. 186-194.
- [6]
- [7] J. Purkiss, *Fire Safety Engineering - Design of Structures*. Oxford: CRC Press; 2 edition (December 7, 2006), 2007.

Capítulo 5

Caracterización del comportamiento de los materiales

5.1 INTRODUCCIÓN.

Para el análisis mecánico o estructural de la sección de la placa alveolar se requiere la definición de las propiedades mecánicas de los materiales, tanto a temperatura ambiente como a altas temperaturas. La acción accidental situación de incendio, se concreta como una modificación de las propiedades mecánicas de la placa alveolar, como consecuencia del calentamiento determinado o calculado con el análisis térmico.

En el presente capítulo se describirá el comportamiento de los materiales de las placas alveolares a temperatura ambiente y a altas temperaturas, que permitan el análisis mecánico de las mismas. A tal efecto se caracterizarán los materiales constitutivos de las placas alveolares, a temperatura ambiente y a altas temperaturas.

Las propiedades de los diferentes constitutivos de las placas alveolares forman parte del conjunto de variables del problema de optimización. El problema del diseño de la placa

alveolar en situación accidental de incendio no solamente conlleva la determinación de la geometría y disposición de la armadura, sino también la necesaria selección de los materiales más convenientes para no superar los estados límites.

Los materiales constitutivos de las placas alveolares son esencialmente el hormigón de resistencia normal y las armaduras activas configuradas mediante alambres y/o cordones.

En los siguientes apartados se estudian las propiedades de los diferentes materiales y su variabilidad para incluirlos como variables de diseño en el problema de optimización.

Para el proyecto de una placa alveolar en situación de incendio se requiere definir tanto las propiedades de los materiales a temperatura ambiente como a altas temperaturas, dado que la placa deberá cumplir los requisitos esenciales en situación de proyecto permanente como accidental. Adicionalmente se requiere conocer la evolución de las propiedades con el tiempo para verificar el comportamiento de la placa en las situaciones transitorias de proyecto correspondientes a las fases de fabricación y montaje de las mismas, dado que tienen incidencia en el comportamiento final de la placa tanto en situación permanente como situación accidental de incendio.

Si bien el contenido de este tema es un reflejo del contenido del Eurocódigo 2 (EC2) [1], y la EHE-08 [2], se ha creído necesaria su desarrollo para poder seguir las indicaciones y formulaciones contenidas en capítulos posteriores.

5.2 CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES CONSTITUTIVOS A TEMPERATURA AMBIENTE.

5.2.1 Hormigón. Tipos y comportamiento.

5.2.1.1 Resistencia.

La resistencia a compresión del hormigón se indica mediante las clases resistentes del hormigón, las cuales están relacionadas con la resistencia característica en probeta cilíndrica (5%) f_{ck} o la resistencia característica en probeta cúbica $f_{ck,cube}$ conforme a la Norma EN 206-1.

A lo largo de la presente tesis se considerará la nomenclatura contemplada en la EHE-08 Artículo 39.2, donde se hace referencia a las clases resistentes tenidas en cuenta y que se corresponden con las del EC2, que se basan en la resistencia característica en probeta cilíndrica, f_{ck} , determinada a los 28 días, con un valor máximo $C_{m\acute{a}x}$.

Las resistencias características para f_{ck} y las características mecánicas correspondientes necesarias para el proyecto, se proporcionan en la tabla del EC2 3.1 (Tabla 5-1).

Tabla 5-1. Propiedades de resistencia y deformación del hormigón.

Clases resistentes del hormigón														Relación analítica/Explicación	
f_{ik} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ik,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ik} + 8$ (MPa)
f_{cm} (MPa)	1.6	1.9	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1	4.2	4.4	4.6	4.8	5.0	$f_{cm} = 0.30 \times f_{ik}^{(0.75)} \leq C50/60$ $f_{cm} = 2.12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10)) > 50/60$
$f_{ck,0.05}$ (MPa)	1.1	1.3	1.5	1.8	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9	3.0	3.1	3.2	3.4	3.5	$f_{ck,0.05} = 0.7 \times f_{cm}$ 5% fractil
$f_{ck,0.95}$ (MPa)	2.0	2.5	2.9	3.3	3.8	4.2	4.6	4.9	5.3	5.5	5.7	6.0	6.3	6.6	$f_{ck,0.95} = 1.3 \times f_{cm}$ 95% fractil
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0.3}$ (f_{cm} en MPa)
ϵ_{c1} (‰)	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.2	2.3	2.4	2.45	2.5	2.6	2.7	2.8	2.8	véase la figura 3.2 $\epsilon_{c1}^{(0/100)} = 0.7 f_{cm}^{0.31} \leq 2.8$
ϵ_{c1} (‰)										3.2	3.0	2.8	2.8	2.8	véase la figura 3.2 para $f_{ik} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c1}^{(0/100)} = 2.8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
ϵ_{c2} (‰)				2.0						2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	véase la figura 3.3 para $f_{ik} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c2}^{(0/100)} = 2.0 + 0.085(f_{ik} - 50)^{0.53}$
ϵ_{c2} (‰)				3.5						3.1	2.9	2.7	2.6	2.6	véase la figura 3.3 para $f_{ik} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c2}^{(0/100)} = 2.6 + 35[(90 - f_{ik})/100]^4$
n				2.0						1.75	1.6	1.45	1.4	1.4	para $f_{ik} \geq 50$ Mpa $n = 1.4 + 23.4[(90 - f_{ik})/100]^4$
ϵ_{c3} (‰)				1.75						1.8	1.9	2.0	2.2	2.3	véase la figura 3.4 para $f_{ik} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c3}^{(0/100)} = 1.75 + 0.55[(f_{ik} - 50)/40]$
ϵ_{c3} (‰)				3.5						3.1	2.9	2.7	2.6	2.6	véase la figura 3.4 para $f_{ik} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c3}^{(0/100)} = 2.6 + 35[(90 - f_{ik})/100]^4$

Dado que los elementos de cálculo son pretensados, se hace necesario el evaluar la resistencia del hormigón a compresión antes o después de 28 días, basada en pruebas de probetas guardadas bajo otras condiciones distintas a las descritas en la Norma EN 12390 [3].

Para especificar la resistencia del hormigón a compresión, $f_{ck}(t)$, a una edad (t), para un número de etapas (por ejemplo desencofrado, transferencia de pretensado), se tomará el valor:

$$3 < t < 28 \text{ días} \quad f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8(\text{MPa}) \quad (5-1)$$

$$t \geq 28 \text{ días} \quad f_{ck}(t) = f_{ck} \quad (5-2)$$

La resistencia del hormigón a compresión a una edad t depende de la clase de cemento, la temperatura y las condiciones del curado. Para una temperatura media de 20 °C y un curado conforme a la Norma EN 12390 [3], la resistencia del hormigón a compresión a distintas edades $f_{cm}(t)$ se estima a partir de las ecuaciones (5-3) y (5-4).

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (5-3)$$

Con

$$\beta_{cc}(t) = e^{\left\{ s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\}} \quad (5-4)$$

Donde:

$f_{cm}(t)$	Resistencia media del hormigón a compresión a una edad de t días
f_{cm}	Resistencia media del hormigón a compresión a una edad de 28 días según Tabla 5-1
$\beta_{cc}(t)$	Coefficiente que depende de la edad del hormigón t
t	Edad del hormigón en días
s	Coefficiente que depende del tipo de cemento
	0,2 Para cemento de la clase resistente CEM 42,5R; CEM 52,5N y CEM 52,5R
	0,25 Para cemento de la clase resistente CEM 32,5R; CEM 42,5N
	0,38 Para cemento de la clase resistente CEM 32,5N

Si se considera un elemento prefabricado con curado térmico, se puede estimar la resistencia a compresión del hormigón a una edad t antes de 28 días, $f_{cm}(t)$, a partir de la ecuación (5-3) en la que la edad del hormigón, t , se sustituye por la edad del hormigón ajustada en función de la temperatura (5-5).

El coeficiente $\beta_{cc}(t)$ se debería limitar a 1.

Para el efecto de curado térmico se tiene en cuenta la ecuación:

$$f_{cm}(t) = f_{cmp} + \frac{f_{cm} - f_{cmp}}{\log(28 - t_p + 1)} \cdot \log(t - t_p + 1) \quad (5-5)$$

Donde f_{cmp} es la resistencia media a compresión tras aplicar el curado térmico (es decir, la transferencia del pretensado), medida mediante ensayos de probetas a la edad t_p ($t_p < t$) que sufrieron el mismo tratamiento térmico que los elementos prefabricados.

La resistencia a tracción hace referencia a la tensión máxima que se alcanza bajo carga de tracción centrada. En el caso de la resistencia a flexotracción se debería consultar el punto 5.2.5.

Si la resistencia a tracción se determina como la resistencia a tracción por hendimiento, $f_{ct,sp}$, se puede emplear el valor aproximado de resistencia a tracción directa, f_{ct} :

$$f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} \quad (5-6)$$

El desarrollo de la resistencia a tracción con la edad está muy influido por las condiciones de curado y secado así como por las dimensiones de los elementos estructurales. Como primera aproximación se supone que la resistencia a tracción $f_{ctm}(t)$ es igual a:

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha \cdot f_{ctm} \quad (5-7)$$

Dónde $\beta_{cc}(t)$ se obtiene de la ecuación (5-4):

$$\alpha = 1 \quad t < 28 \text{ días}$$

$$\alpha = 2/3 \quad t \geq 28$$

5.2.1.2 Deformación elástica. Módulo de elasticidad.

Las deformaciones elásticas del hormigón dependen en gran medida en su composición (especialmente de los áridos).

Los módulos de elasticidad del hormigón están controlados por los módulos de elasticidad de sus componentes. En la tabla (Tabla 5-1) se indican unos valores

aproximados para el valor secante del módulo de elasticidad E_{cm} , entre $\sigma_c = 0$ y $0,4 \cdot f_{cm}$, para hormigones con áridos cuarcíticos. Para áridos de piedra caliza y arenisca se debería reducir en un 10% y en un 30%, respectivamente. Para áridos de basalto se debería aumentar en un 20%.

Se estima la variación del módulo de elasticidad con la edad mediante:

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t) / f_{cm})^{0,3} \cdot E_{cm} \quad (5-8)$$

Donde $E_{cm}(t)$ y $f_{cm}(t)$ son los valores a una edad de t días, y E_{cm} y f_{cm} son los valores determinados a una edad de 28 días. La relación entre $f_{cm}(t)$ y f_{cm} se obtiene de la ecuación (5-3).

El coeficiente de Poisson se supone igual a 0,2 para hormigón sin fisurar y 0 para hormigón fisurado.

Dado de que no se dispone de información más precisa, se supone que el coeficiente lineal de la dilatación térmica toma el valor $10 \cdot 10^{-6} K^{-1}$.

5.2.1.3 Fluencia y retracción.

La fluencia y la retracción del hormigón dependen de la humedad ambiental, de las dimensiones del elemento y de la composición del hormigón. La fluencia se ve también influida por la madurez del hormigón en el momento de la primera carga, y depende de la duración y magnitud de la carga.

El coeficiente de fluencia, $\varphi(t, t_0)$ está relacionado con E_c , el módulo tangente, el cual se puede tomar como $1,05 \cdot E_{cm}$.

Por regla general, se toma como coeficiente de fluencia el valor obtenido de la figura (Figura 5-1), siempre y cuando el hormigón no esté sujeto a una tensión a compresión mayor que $0,45 \cdot f_{ck}(t_0)$ a una edad t_0 . Siendo t_0 la edad del hormigón en el momento de aplicación de la carga.

El coeficiente de fluencia $\varphi(t, t_0)$ se puede calcular a partir de:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (5-9)$$

Donde φ_0 es el coeficiente básico de fluencia y se estima a partir de:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (5-10)$$

φ_{RH} es un coeficiente que considera el efecto de la humedad relativa en el coeficiente básico de fluencia:

$$\text{para } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad \varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad (5-11)$$

$$\text{para } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad \varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad (5-12)$$

Donde:

RH es la humedad relativa ambiental, en porcentaje (%)

$\beta(f_{cm})$ Es un coeficiente que considera el efecto de la resistencia del hormigón en el coeficiente básico de fluencia:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (5-13)$$

f_{cm} Resistencia media a compresión del hormigón a la edad de 28 días, en MPa

$\beta(t_0)$ es un coeficiente que considera el efecto de la edad del hormigón al aplicar la primera carga en el coeficiente básico de fluencia:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,2})} \quad (5-14)$$

h_0 es el espesor medio del elemento, en mm, donde:

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} \quad (5-15)$$

A_c es el área de la sección transversal

u es el perímetro del elemento en contacto con la atmósfera

$\beta_c(t, t_0)$ es un coeficiente que describe el desarrollo de la fluencia con el tiempo después de aplicar la carga, y se puede estimar usando la ecuación siguiente:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0.3} \quad (5-16)$$

t	es la edad del hormigón en días en el momento considerado
t_0	es la edad del hormigón en el momento de puesta en carga, en días
$t - t_0$	es la duración no ajustada de la carga, en días
β_H	es un coeficiente que depende de la humedad relativa (RH , en %) y del espesor teórico del elemento (h_0 , en mm):

Se puede estimar a partir de:

$$\begin{aligned} \text{para } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad & \beta_H = 1,5 \cdot \left[1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \quad (5-17) \\ & \beta_H \leq 1500 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{para } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad & \beta_H = 1,5 \cdot \left[1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \quad (5-18) \\ & \beta_H \leq 1500 \cdot \alpha_3 \end{aligned}$$

Donde:

$\alpha_{1/2/3}$ son coeficientes que consideran la influencia de la resistencia del hormigón

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.5}$$

Así, la deformación por fluencia del hormigón $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ a edad $t = \infty$ para una tensión a compresión constante σ_c aplicada a la edad del hormigón t_0 , tomada en cuenta viene dada por:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot (\sigma_c / E_c) \quad (5-19)$$

Para tener en cuenta el efecto del tipo de cemento en el coeficiente de fluencia del hormigón modificando la edad del hormigón en el momento de aplicación de la carga, t_0 , en la ecuación (5-14) conforme a la siguiente ecuación:

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (5-20)$$

Siendo:

- $t_{0,T}$ es la edad del hormigón en el momento de aplicación de la carga ajustada en función de la temperatura, conforme a la ecuación ((5-21))
- α Exponente que depende del tipo de cemento
- 1 para cementos de Clase S
 - 0 para cementos de Clase N
 - 1 para cementos de Clase R

El efecto de las temperaturas elevadas o reducidas dentro del rango 0 °C a 80 °C en la madurez del hormigón, se tiene en cuenta ajustando la edad del hormigón conforme a la siguiente ecuación:

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{\frac{4000}{273+T(\Delta t_i)} - 13,65} \cdot \Delta t_i \quad (5-21)$$

Donde:

- t_T es la edad del hormigón ajustada en función de la temperatura que reemplaza a t en las correspondientes ecuaciones
- $T(\Delta t_i)$ es la temperatura en °C durante el periodo de tiempo Δt_i
- Δt_i es el número de días en que predomina la temperatura T

Según indica el EC2, el coeficiente medio de variación de la fluencia derivada de la formulación anterior, respecto a la obtenida en una base de datos informatizada de resultados de ensayos en laboratorio, es del orden del 20%.

Por tanto, se asocian los valores de $\varphi(t, t_0)$ indicados anteriormente con el módulo tangente. Si se consideran aceptables unos valores menos precisos, se pueden adoptar los indicados en la figura (Figura 5-1) para la fluencia del hormigón a 70 años.

Si la tensión a compresión del hormigón a una edad de t_0 es mayor que el valor de $0,45 \cdot f_{ck}(t_0)$, se considera una fluencia no lineal. En elementos prefabricados de hormigón a la altura de la armadura activa se puede llegar a producir una tensión tan alta como

resultado del pretensado. En tales casos el coeficiente de fluencia no lineal se obtiene de la siguiente manera:

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot e^{1,5 \cdot (k_\sigma - 0,45)} \quad (5-22)$$

Donde:

$\varphi_{nl}(\infty, t_0)$ Coeficiente de fluencia no lineal, el cual reemplaza a $\varphi(\infty, t_0)$

k_σ es el cociente entre la tensión y la resistencia $\sigma_c/f_{ck}(t_0)$, donde σ_c es la tensión de compresión y $f_{ck}(t_0)$ es la resistencia a la compresión característica del hormigón en el momento de aplicación de la carga.

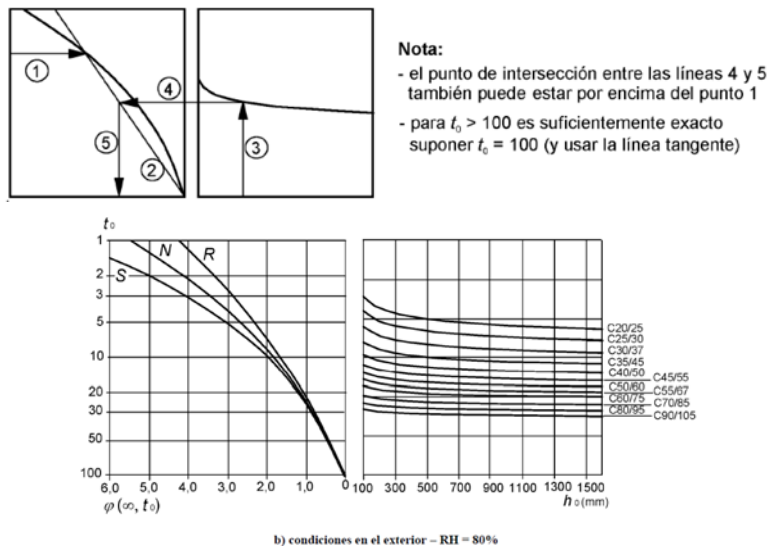


Figura 5-1. Método para determinar el coeficiente de fluencia $\varphi(\infty, t_0)$ para hormigón en condiciones ambientales normales.

Los valores dados en la figura (Figura 5-1) son válidos para temperaturas ambientales entre $-40\text{ }^\circ\text{C}$ y $+40\text{ }^\circ\text{C}$ y una humedad relativa media entre $RH=40\%$ y $RH=100\%$. Se emplean los siguientes símbolos:

$\varphi(\infty, t_0)$ es el coeficiente de fluencia final

t_0	es la edad del hormigón en el momento de aplicación de la carga, en días
h_0	es el espesor medio = $2 \cdot A_c / u$, donde A_c es el área de la sección transversal del hormigón y u es el perímetro de la parte que está expuesta al secado
S	es Clase S, conforme al punto 5.2.1.1
N	es Clase N, conforme al punto 5.2.1.1
R	es Clase R, conforme al punto 5.2.1.1

La deformación unitaria total de retracción se compone de dos elementos, la deformación unitaria de retracción por secado y la deformación unitaria autógena de retracción. La deformación unitaria de retracción por secado se desarrolla lentamente, puesto que es una función de la migración del agua a través de hormigón endurecido. La deformación unitaria autógena de retracción se desarrolla durante el endurecimiento del hormigón: la mayor parte se desarrolla en los primeros días después del vertido del material.

La retracción autógena es una función lineal de la resistencia del hormigón. Se debería considerar específicamente cuando el hormigón nuevo se vierte sobre hormigón endurecido. Así pues los valores de la deformación unitaria total de retracción ϵ_{cs} se deducen de:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} \quad (5-23)$$

Donde:

ϵ_{cs}	es deformación unitaria total de retracción.
ϵ_{cd}	es la deformación unitaria de retracción por secado.
ϵ_{ca}	es la deformación unitaria autógena de retracción.

El valor final de la deformación unitaria de retracción por secado $\epsilon_{cd,\infty}$ es igual a $k_h \cdot \epsilon_{cd,0}$. El coeficiente $\epsilon_{cd,0}$ se puede tomar de la tabla (Tabla 5-1) (se indican los valores medios esperados, con un coeficiente de variación de aproximadamente 30%).

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right)} \right] \cdot 10^6 \cdot \beta_{RH} \quad (5-24)$$

Siendo β_{RH} :

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (5-25)$$

Donde:

f_{cm}	es la resistencia a compresión media (MPa)
f_{cmo}	10 MPa
α_{ds1}	coeficiente que depende del tipo de cemento 3 para cementos de Clase S 4 para cementos de Clase N 6 para cementos de Clase R
α_{ds2}	es un coeficiente que depende del tipo de cemento 0,13 para cementos de Clase S 0,12 para cementos de Clase N 0,11 para cementos de Clase R
RH	es la humedad relativa ambiental (%)
RH_0	100%

El desarrollo de la deformación unitaria de retracción por secado en el tiempo se obtiene de:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (5-26)$$

k_h es un coeficiente que depende del espesor medio h_0 conforme a la tabla (Tabla 5-2).

Tabla 5-2. Valores para k_h en la ecuación.

h_0	k_h
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}}; \quad (5-27)$$

Con:

- t es la edad del hormigón (en días) en el momento considerado.
- t_s es la edad del hormigón (en días) al principio de la retracción por secado (o hinchamiento). Normalmente esto sucede al final del curado.
- h_0 es el espesor medio (mm) de la sección transversal.

La deformación unitaria autógena de retracción se deduce de:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (5-28)$$

Donde:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^6 \quad (5-29)$$

$$\beta_{as}(t) P1 = e^{(-0,2 \cdot t^{0,5})} \quad (5-30)$$

Donde t se expresa en días.

5.2.2 Resistencia de cálculo a compresión y a tracción.

El valor de cálculo de la resistencia a compresión se define como:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (5-31)$$

Donde:

- γ_c Es el coeficiente parcial de seguridad para hormigón

α_{cc} Es el coeficiente que tiene en cuenta los efectos a largo plazo en la resistencia a compresión y los efectos desfavorables que resultan de la manera en que se aplica la carga.

El valor de cálculo de la resistencia a tracción f_{ctd} , se define como:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (5-32)$$

α_{ct} Es el coeficiente que tiene en cuenta los efectos a largo plazo en la resistencia a tracción y los efectos desfavorables que resultan de la manera en que se aplica la carga.

5.2.3 Relación entre tensión-deformación para el cálculo estructural no lineal.

La relación entre σ_c y ε_c que se muestra en la figura (Figura 5-2) (tensión de compresión y deformación unitaria de acortamiento en valores absolutas). Para carga uniaxial instantánea viene dada por la ecuación siguiente (5-33):

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{\kappa \cdot \eta - \eta^2}{1 + (\kappa - 2) \cdot \eta} \quad (5-33)$$

donde:

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}}$$

ε_{cl} Es la deformación unitaria según tabla (Tabla 5-1)

$$\kappa = 1,05 \cdot E_{cm} \cdot \frac{|\varepsilon_{cl}|}{f_{cm}} \quad f_{cm} \text{ según tabla (Tabla 5-1)}$$

La ecuación (5-33) es válida para $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cl}|$. Donde ε_{cl} es la deformación unitaria última nominal.

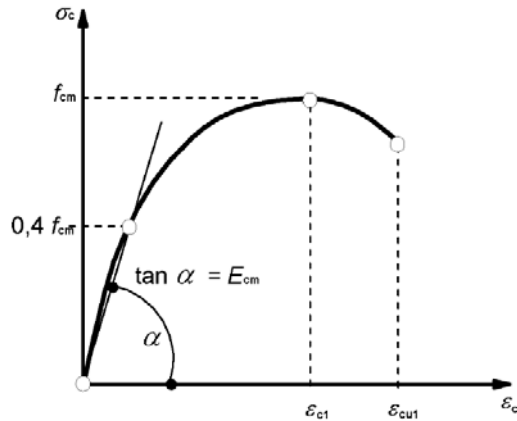


Figura 3.2 – Representación esquemática de la relación tensión-deformación para cálculo estructural (el uso de $0,4 f_{cm}$ para la definición de E_{cm} es aproximado)

Figura 5-2. Relación tensión-deformación. EC2.

5.2.4 Relación entre tensión-deformación para el cálculo de secciones transversales.

Para el cálculo de secciones transversales, se tiene en cuenta la siguiente relación entre tensión-deformación, véase la figura (Figura 5-3) (tomándose las deformaciones unitarias de compresión como positivas).

$$\text{para } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad \left| \quad \sigma_c = f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \right. \quad (5-34)$$

$$\text{para } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad \left| \quad \sigma_c = f_{cd} \right. \quad (5-35)$$

Donde:

- n Exponente según tabla (Tabla 5-1).
- ε_{c2} Es la deformación unitaria bajo carga máxima
- ε_{cu2} Es la deformación unitaria última

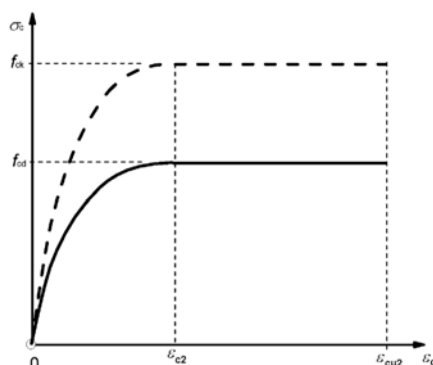


Figura 5-3. Diagrama de cálculo parábola-rectángulo para hormigón en compresión.

Se supondrá una distribución rectangular de tensiones como se indica en la figura (Figura 5-4). El coeficiente λ , que define la profundidad eficaz de la zona de compresión y del coeficiente η que define la resistencia eficaz, se obtienen de:

$$\text{Para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad \lambda = 0,8 \quad (5-36)$$

$$\text{Para } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad \lambda = 0,8 - \left(\frac{f_{ck} - 50}{400} \right) \quad (5-37)$$

Y

$$\text{Para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad \eta = 1,0 \quad (5-38)$$

$$\text{Para } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad \eta = 1,0 - \left(\frac{f_{ck} - 50}{200} \right) \quad (5-39)$$

Si la anchura de la zona de compresión disminuye en la dirección de la fibra de compresión extrema, el valor ηf_{cd} se reduce un 10%.

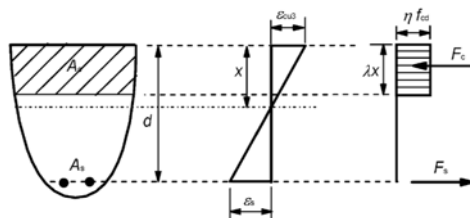


Figura 5-4. Diagrama rectangular de la tensión.

5.2.5 Resistencia a flexotracción.

La resistencia media a flexotracción de los elementos de hormigón armado, depende de la resistencia a tracción axial y del canto de la sección transversal. La misma se obtiene de la siguiente ecuación:

$$f_{ctm,fl} = \max \left\{ \left(1, 6 = \frac{h}{1000} \right) \cdot f_{ctm} ; f_{ctm} \right\} \quad (5-40)$$

Donde:

- h Es el canto total del elemento, en *mm*
- f_{ctm} Resistencia media a tracción directa.

5.2.6 Evolución de las propiedades con el tiempo.

Según EHE-08.31.3 (Comentarios), la evolución de la resistencia media del hormigón a compresión $f_{cm}(t)$ y tracción $f_{ct,m}(t)$ vienen dadas por:

$$f_{cm}(t) = f_{cm}(28) \cdot e^{s(1-\sqrt{28/t})}; \quad (t \text{ en días}). \quad (5-41)$$

$$f_{ct,m}(t) = f_{ct,m}(28) \cdot \left[e^{s(1-\sqrt{28/t})} \right]^\alpha \quad (5-42)$$

Donde el parámetro s depende del tipo de cemento.

- $s=0,20$ Para cementos de alta resistencia con endurecimiento rápido (*R*) (clases resistentes 42.5R, 52.5, 52.5R)
- $s=0,25$ Para cementos de resistencia normal con endurecimiento normal (*N*) (clases resistentes 32.5R, 42.5)
- $s=0,38$ Para cementos con endurecimiento lento (*S*) (clases resistentes 32.5)

El parámetro α es función del tiempo, y toma el valor:

- $\alpha=1$ $t < 28$ días
- $\alpha=2/3$ $t \geq 28$ días, $f_{ck} \leq 50$ MPa
- $\alpha=1/2$ $t \geq 28$ días, $f_{ck} > 50$ MPa

La resistencia media del hormigón a compresión se considerará como:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2 \quad (5-43)$$

Si se representa la resistencia media del hormigón a compresión con el tiempo, teniendo en cuenta diferentes cementos, se obtiene la siguiente gráfica (Figura 5-5).

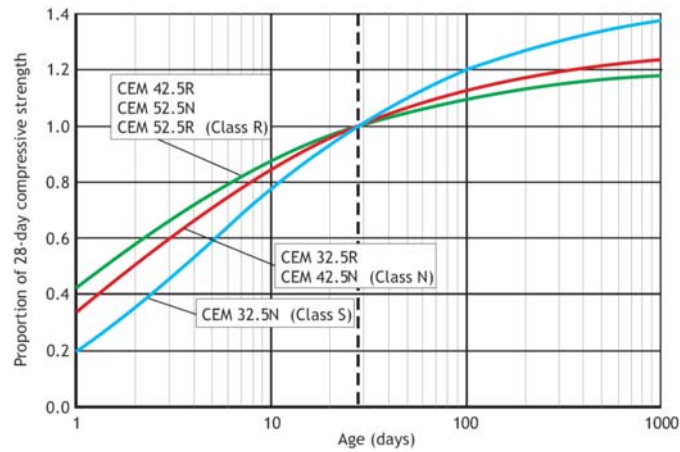


Figura 5-5. Evolución de la resistencia media del hormigón a compresión con el tiempo.

Si se representa la resistencia media del hormigón a tracción con el tiempo, teniendo en cuenta diferentes cementos, se obtiene la siguiente gráfica (Figura 5-6).

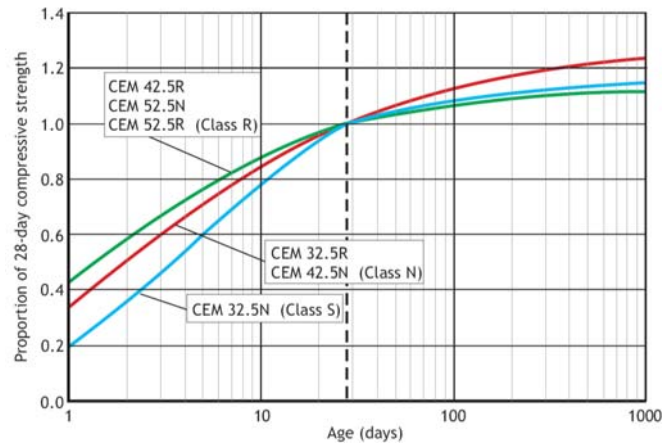


Figura 5-6. Evolución de la resistencia media del hormigón a tracción con el tiempo.

El módulo de deformación longitudinal secante, evoluciona en el tiempo con relación a la variación sufrida por la resistencia media a compresión del hormigón con el tiempo.

$$E_{cm} = 8.500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm}} \quad (5-44)$$

$$E_{cm}(t) = E_{cm}(28) \cdot (f_{cm}(t) / f_{cm}(28))^{0,3} \quad (5-45)$$

Si se representa el módulo de deformación longitudinal secante con el tiempo, teniendo en cuenta diferentes cementos, se obtiene la siguiente gráfica (Figura 5-6).

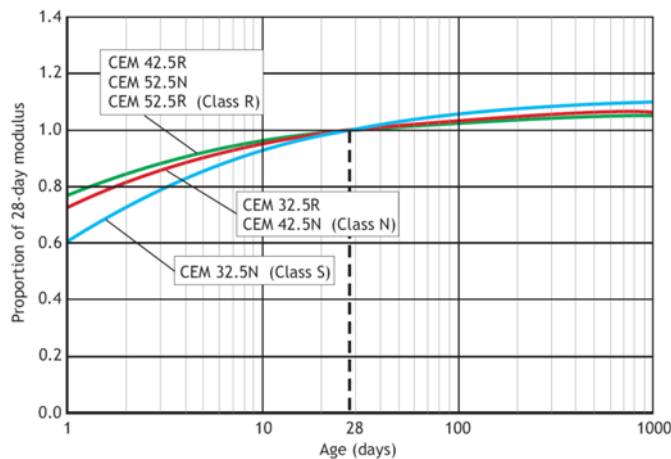


Figura 5-7. Evolución del módulo de deformación longitudinal secante con el tiempo.

5.2.7 Acero. Tipos y comportamiento.

5.2.7.1 Armaduras activas.

Los alambres y cordones se utilizan como armaduras activas en placas alveolares pretensadas.

Las propiedades de las armaduras activas se refieren a la de los materiales cuando éstos están colocados en su posición final en la placa alveolar.

5.2.7.1.1 Propiedades.

Las armaduras activas (alambres, cordones y barras) se deben clasificar conforme a:

- Resistencia, indicando la tensión que produce una deformación remanente del 0,1% ($f_{p0,1k}$) y el cociente entre la resistencia a tracción y la tensión que

produce una deformación remanente del 0,1% ($f_{pk}/f_{p0,1k}$) y el alargamiento a carga máxima (ϵ_{uk}).

- Clase, que indica el comportamiento a relajación
- Dimensiones.
- Características superficiales.

En el caso de aceros conformes con el EC2, los valores de la resistencia a tracción, la tensión que produce una deformación remanente del 0,1% y el alargamiento a carga máxima se especifican en términos de valores característicos; y se designan respectivamente por f_{pk} , $f_{p0,1k}$ y ϵ_{uk} .

5.2.7.1.2 Resistencia.

La tensión que produce una deformación remanente de 0,1% ($f_{p0,1k}$) y el valor característico de la resistencia a tracción (f_{pk}) están definidas como la fuerza que produce una deformación remanente del 0,1% y la carga máxima característica en tensión axial respectivamente, divididas por el área de la sección transversal nominal como muestra la figura (Figura 5-8).

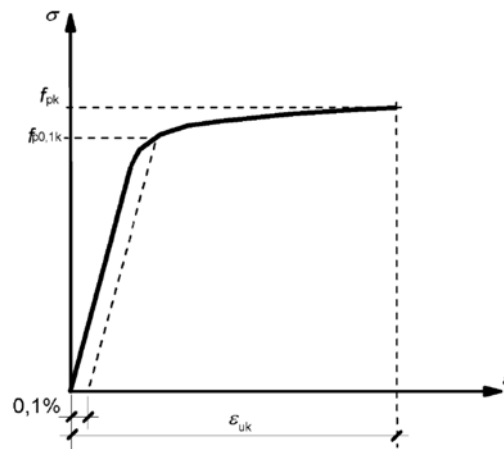


Figura 5-8. Diagrama tensión-deformación para acero típico de armadura activa.

5.2.7.1.3 Ductilidad.

Las armaduras activas deben tener una ductilidad adecuada, según se especifica en la norma EN 10138. Se considera una ductilidad adecuada a tracción para las armaduras activas si $f_{pk}/f_{p0,1k} \geq k$, siendo el valor recomendado para k de 1,1.

5.2.7.1.4 Valores de cálculo.

El cálculo estructural se realiza en base a la sección transversal nominal de la armadura activa y los valores característicos f_{pk} , $f_{p0,1k}$ y ϵ_{uk} .

El valor de cálculo para el módulo de deformación E_p , se considera igual a 205 GPa para alambres y barras. El valor real puede oscilar entre 195 a 210 GPa, según el proceso de fabricación.

El valor de cálculo para el módulo de elasticidad E_p , se considera igual a 195 GPa para cordones. El valor real puede oscilar entre 185 a 205 GPa, según el proceso de fabricación.

Para los cálculos se toma 7850 kg/m^3 como densidad media de las armaduras activas.

Los valores indicados anteriormente se consideran válidos dentro de un campo de temperatura entre $-40 \text{ }^\circ\text{C}$ y $+100 \text{ }^\circ\text{C}$ para armaduras activas en la estructura terminada.

El valor de cálculo para la armadura activa, f_{pd} se toma como $f_{p0,1k}/\gamma_s$.

Para el cálculo de sección transversal se puede tomar cualquiera de las hipótesis siguientes (Figura 5-9).

- Una rama inclinada, con límite de alargamiento ϵ_{ud} . El cálculo puede también basarse en la relación real tensión-deformación, si esta se conoce, con tensión por encima del límite elástico reducido de manera análoga a la figura siguiente.
- Una rama superior horizontal sin límite de alargamiento.

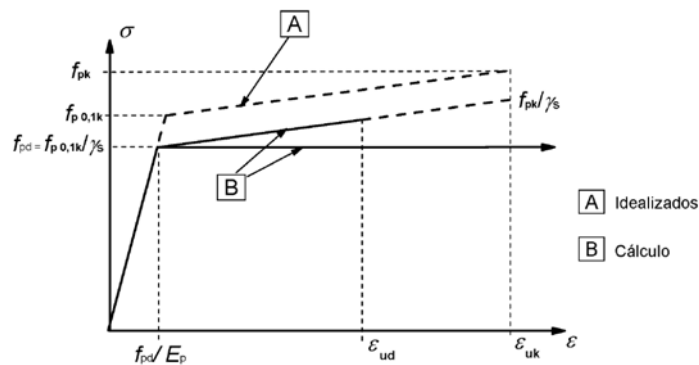


Figura 5-9. Diagramas tensión-deformación idealizados y de cálculo para acero de armaduras activas.EC2.

El valor de ε_{ud} recomendado es de $0,9 \cdot \varepsilon_{uk}$. Si no se conocen valores más precisos, los valores recomendados son $\varepsilon_{ud}=0,02$ y $f_{p0,1k}/f_{pk}=0,9$.

En el presente estudio se ha tenido en cuenta una rama superior horizontal.

5.2.7.2 Disposición de la armadura activa en la sección del elemento

5.2.7.2.1 Requisitos comunes para la distribución de tendones de pretensado

Se deben cumplir los requisitos siguientes:

- los tendones se deben distribuir uniformemente a través de la anchura de los elementos;
- se deben colocar al menos cuatro tendones por cada anchura de $1,20\text{ m}$;
- se deben colocar al menos tres tendones en cada elemento de anchura mayor de $0,60\text{ m}$ y menor de $1,20\text{ m}$;
- se deben colocar al menos dos tendones en cada elemento de $0,60\text{ m}$ de anchura o inferior;
- la distancia mínima de separación entre los tendones debe ser:
 - horizontalmente: $\geq (d_g + 5\text{ mm})$, $\geq 20\text{ mm}$ y $\geq \emptyset$;
 - verticalmente: $\geq d_g$, $\geq 10\text{ mm}$ y $\geq \emptyset$.

5.2.7.3 Relajación del acero.

El EC2, define tres clases de relajación:

- Clase 1: alambre o cordón – relajación normal
- Clase 2: alambre o cordón – relajación baja
- Clase 3: barras laminadas y procesadas en caliente

Los cálculos del proyecto para las pérdidas debidas a la relajación de las armaduras activas se deberían basar en el valor de ρ_{1000} , la pérdida de relajación (en %) a 1000 h después del tesado y a una temperatura media de $20\text{ }^\circ\text{C}$ (la Norma EN 10138 [4] define el ensayo de relajación isotérmica).

El valor de ρ_{1000} se expresa como una relación de porcentaje de la tensión inicial y se obtiene para una tensión inicial igual a $0,7 \cdot f_p$ donde f_p es la resistencia a tracción real de las probetas de armaduras activas. Para el cálculo del proyecto, se usa la resistencia a tracción característica (f_{pk}) y esto se ha tenido en cuenta en las ecuaciones que se presentan a continuación.

Se puede suponer que los valores para ρ_{1000} sean iguales al 8% para Clase 1, 2,5% para Clase 2 y 4% para Clase 3, o tomados del certificado.

La pérdida de relajación se puede obtener de los certificados de ensayo de los fabricantes o definir como la relación, en porcentaje, de la variación de la tensión de pretensado sobre la tensión de pretensado inicial, aplicando una de las ecuaciones siguientes. Las ecuaciones (5-46) y (5-47) se aplican a los alambres o cordones para armaduras activas normales y de baja relajación respectivamente, mientras la ecuación (5-48) aplica a las barras laminadas y procesadas en caliente.

$$\text{Clase 1} \quad \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5,39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6,7 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad (5-46)$$

$$\text{Clase 2} \quad \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad (5-47)$$

$$\text{Clase 3} \quad \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{8 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad (5-48)$$

Donde

$\Delta\sigma_{pr}$ es el valor absoluto de las pérdidas por relajación del pretensado;

σ_{pi} para armaduras postesas σ_{pi} es el valor absoluto del pretensado inicial $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$.

Para armaduras pretesas σ_{pi} es la tensión máxima a tracción que se aplica a la armadura activa menos las pérdidas instantáneas producidas durante el proceso de pretensado

t es el tiempo después del tesado (en horas)

$\mu = \sigma_{pi} / f_{pk}$, donde f_{pk} es el valor característico de la resistencia a tracción de la armadura activa

ρ_{1000} es el valor de las pérdidas por relajación (en porcentaje), 1000 h después de tesado y a una temperatura media de 20 °C.

Los valores a plazo infinito (finales) de las pérdidas de relajación pueden estimarse para un tiempo t igual a 500000 h (es decir, alrededor de 57 años).

Las pérdidas por relajación son muy sensibles a la temperatura del acero. Si se aplica tratamiento por calor (por ejemplo mediante vapor), en elementos pretensos se debe considerar el efecto de las pérdidas por relajación al aumentar la temperatura durante el curado del hormigón.

Para tener en cuenta este efecto se debe añadir una edad equivalente, t_{ed} , a la edad después del tesado, t , en las funciones de relajación con el tiempo indicadas anteriormente. La edad equivalente se estima a partir de la ecuación siguiente:

$$t_{eq} = \frac{1,14^{T_{max}-20}}{T_{max}-20} \sum_{i=1}^n (T_{(\Delta t_i)} - 20) \cdot \Delta t_i \quad (5-49)$$

Donde:

- t_{eq} es la edad equivalente (en horas);
- $T_{(\Delta t_i)}$ es la temperatura (en °C) durante el intervalo de tiempo Δt_i
- T_{max} es la temperatura máxima (en °C) durante el tratamiento térmico

En caso contrario, cuando la temperatura es mayor de 50°C, se comprueban las pérdidas por relajación.

La placa alveolar es un elemento pretensado, por tanto se debe estudiar la influencia del pretensado. Para estudiar los efectos que genera el pretensado sobre la placa alveolar se requiere definir lo que entendemos por:

- Longitud de transferencia.
- Longitud de anclaje.

5.2.8 Longitud de transferencia.

Se define la longitud de transferencia como la distancia desde el extremo de la placa alveolar hasta el punto de la misma en el que se alcanza la tensión máxima de pretensado.

Si se recuerda el proceso de fabricación de las placas alveolares, en primer lugar se tensan los cables que están anclados por un extremo, posteriormente se dispone el hormigón sobre ellos y finalmente se transfiere el estado tensional al hormigón. Así pues, en los extremos la tensión será nula e irá incrementándose con la distancia a través de la adherencia con el hormigón hasta alcanzar la tensión de pretensado.

Es posible establecer diferentes teorías de curvas de transferencia; desde considerar una transferencia lineal hasta una de tipo parabólico. Por otro lado, algunos autores como Lin Yang [5] consideran una zona de transición en la que no existe transferencia y más tarde una zona parabólica. Esto se puede ver en la Figura 5-10:

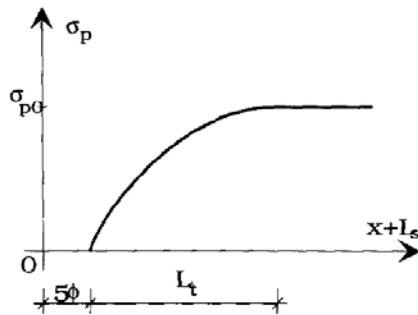


Figura 5-10 Transferencia del pretensado propuesta por Lin Yang [5]

Como se puede observar, Lin Yang considera una zona en la que debido a una posible falta de adherencia no existe transferencia del pretensado (de valor $5\cdot\phi$). Así mismo, consideraba que la longitud de transferencia (L_t) se podía considerar de $55\cdot\phi$ para una liberación lenta y $60\cdot\phi$ para una liberación rápida.

La expresión que rige la curva es propuesta por Lin Yang es:

$$\sigma_p = \begin{cases} 0 & 0 \leq x + L_s \leq 5\phi \\ \left[1 - \left(\frac{L_t + 5\phi - x - L_s}{L_t} \right) \right] \sigma_{p0} & 5\phi \leq x + L_s \leq 5\phi + L_t \\ \sigma_{p0} & x + L_s \geq 5\phi + L_t \end{cases} \quad (5-50)$$

Donde σ_p es la tensión de pretensado a lo largo de la región de transferencia, σ_{p0} es la tensión de pretensado, L_s es la longitud de media losa (desde un extremo al centro) y ϕ el diámetro de los cables.

En el presente estudio se considera que la transferencia comienza en el extremo de la losa, sin considerar un tramo de transferencia nula, lo cual no implica errores de cálculo tal y como se ha podido comprobar en el modelo numérico y en el plan experimental llevado a cabo por Aguado [6].

Para conseguir dicha distribución se ha generado una curva de tal forma que para una distancia desde el extremo de la losa igual a la longitud de transferencia el valor de tensión coincide con el de pretensado, siendo nulo en el extremo. A partir de esas dos

condiciones es posible obtener la distribución parabólica que modela la evolución de la tensión transferida al hormigón con la distancia. La ecuación resultante es la siguiente:

$$\sigma(x) = \frac{\sigma_{pf} \cdot x}{L_{pt}} \left(2 - \frac{x}{L_{pt}} \right) \quad (5-51)$$

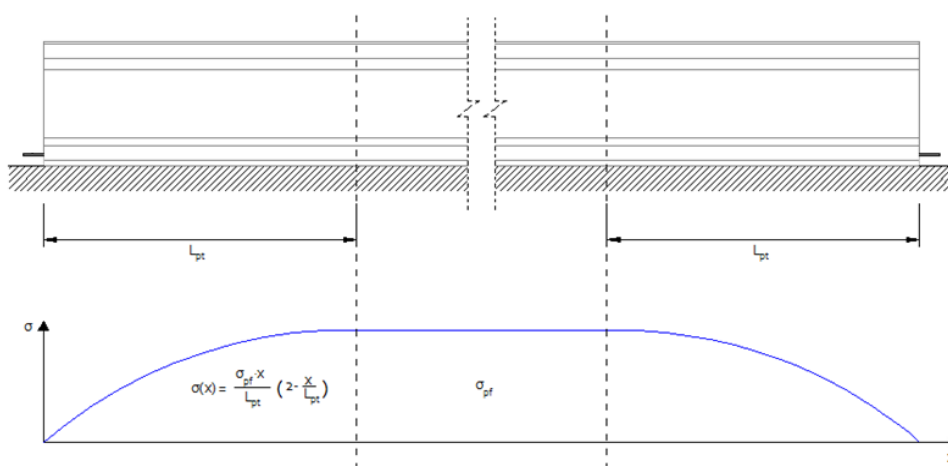


Figura 5-11. Tensión en las armaduras en la longitud de transferencia.

Tal y como se muestra en la Figura 5-11, la tensión evoluciona parabólicamente hasta alcanzar la tensión de pretensado justo a una distancia del extremo igual a la longitud de transferencia. Este hecho tiene lugar, como es lógico, en ambos extremos.

En cuanto al cálculo de la longitud de transferencia, existen diversas expresiones que permiten calcularla. Un ejemplo es la propuesta en el Model Code [7]:

$$l_t = \alpha_8 \cdot \alpha_9 \cdot \alpha_{10} \cdot \frac{\sigma_{pi}}{\eta_{p1} \cdot \eta_{p2} \cdot f_{ct,d,i}} \cdot \frac{A_p}{\pi \cdot \phi} \quad (5-52)$$

En la expresión anterior, $\alpha_8 = 1,25$ para un desanclaje normal o bien, $\alpha_8 = 1,25$ para un desanclaje súbito (corte de los tendones). Por otro lado, α_9 varía entre 0,5 y 1. Asimismo, α_{10} y η_{p1} dependen del tipo de tendón (alambre, cordón), y η_{p2} considera la posición del tendón respecto a la horizontal en la etapa de vertido del hormigón.

A partir de la expresión (5-52, Fellingner [8]) propone dos expresiones; una para cordones de 7 alambres (torón) y otra para alambres:

Cordones de 7 alambres:

$$l_t = 0.130 \cdot \frac{\sigma_{pi}}{f_{ct,m,i}} \cdot \phi \quad (5-53)$$

Alambres:

$$l_t = 0.201 \cdot \frac{\sigma_{pi}}{f_{ct,m,i}} \cdot \phi \quad (5-54)$$

Donde $f_{ct,m,i}$ es la resistencia a tracción media del hormigón, σ_{pi} la tensión de pretensado y ϕ el diámetro del cordón o alambre.

Otros autores encontraron otras expresiones similares para obtener el valor de la longitud de transferencia. Un ejemplo es Mitchell et al. (1993) [9]:

$$l_t = 0.213 \cdot \frac{\sigma_{pi}}{\sqrt{f_{ci}}} \cdot \phi \quad 5-55$$

Donde las tensiones se expresan en *MPa*.

Por otro lado, Zia et al. (1977) [10] desarrollaron otra expresión:

$$\begin{cases} l_t = 1.3 \cdot \frac{\sigma_{pi}}{f_{ci}} \cdot \phi - 58 & \text{liberación gradual} \\ l_t = 1.5 \cdot \frac{\sigma_{pi}}{f_{ci}} \cdot \phi - 117 & \text{liberación súbita} \end{cases} \quad (mm) \quad (5-56)$$

Para Olesniewicz (1975) la longitud de transferencia se calcula:

$$l_t = \gamma_M \cdot 10 \cdot \frac{\sqrt{\sigma_{pi}}}{\sqrt{f_{cci}}} \cdot \phi \quad (5-57)$$

Donde γ_M es un factor de seguridad igual a 1, 0,7 ó 1,3 para un valor medio, uno inferior y otro superior respectivamente. Y la resistencia a compresión mediante probeta cúbica en vez de cilíndrica ($f_{cc} = 0,85 \cdot f_c$).

A continuación se muestra una comparativa entre las diferentes longitudes de transferencia propuestas por los autores antes nombrados. Para la representación se ha utilizado una fuerza de pretensado de 1200 *MPa* y un cordón de 12,5 *mm*.

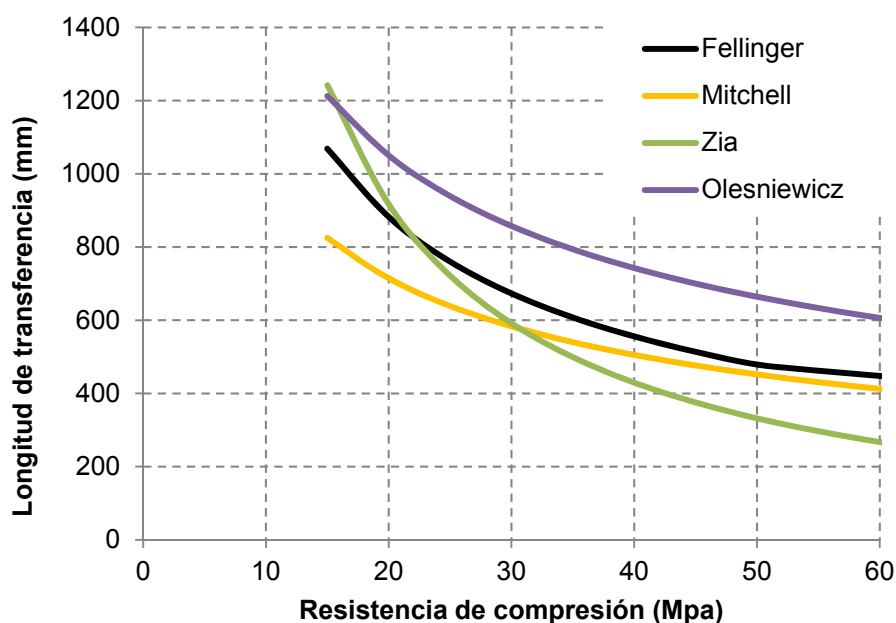


Figura 5-12. Longitud de transferencia en función de la resistencia a compresión.

Como se puede observar en la Figura 5-12 no existe una gran diferencia entre las curvas propuestas por los diferentes autores nombrados. Para la realización del modelo numérico se empleará la expresión propuesta por Fellingier obtenida a partir del Model Code [11].

5.2.9 Longitud de anclaje.

La longitud de anclaje se conoce como longitud de desarrollo por los autores estudiados en la bibliografía (*development length*). La longitud de anclaje hace posible que el acero plastifique antes de romper. En caso contrario, se habla de fallo por anclaje. Por tanto, dicha longitud debe ser la mínima para que el acero pueda llegar a plastificar.

Así pues, esta longitud de anclaje se tiene en consideración únicamente a efectos de estudiar el fallo por anclaje. Es recomendable conocer la longitud embebida necesaria para que el acero pueda plastificar. Con tal fin, existen diferentes expresiones propuestas por diferentes autores.

Asimismo, el Model Code propone la siguiente expresión:

$$l_d = l_t + \frac{f_p - \sigma_{pzo}}{\eta_{p1} \cdot \eta_{p2} \cdot f_{ct,d,i}} \cdot \frac{7}{36} \cdot \phi \quad (5-58)$$

Fellinger transforma la expresión (5-58) en la (5-59). Así, la expresión de Fellinger deducida del Model Code queda:

$$l_d = l_t + 0.347 \cdot \frac{f_p - \sigma_{pzo}}{f_{ctm,i}} \cdot \phi \quad (5-59)$$

De la misma forma que para la longitud de transferencia, Mitchell propone una expresión para la longitud de anclaje:

$$l_d = l_t + 0.782 \cdot \frac{f_p - \sigma_{pzo}}{\sqrt{f_c}} \cdot \phi \quad (5-60)$$

Donde f_c es la resistencia a compresión del hormigón.

Por otro lado el EC2 propone la siguiente expresión:

$$l_d = l_t \cdot \frac{f_p}{\sigma_{pi}} = \gamma_M \cdot (100 - f_{ci}) \cdot \phi \cdot \frac{f_p}{\sigma_{pi}} \quad (5-61)$$

Donde γ_M varía entre 0,8 y 1,2.

En la Figura 5-13 se muestra una comparativa de la formulación anterior para un cordón de 12,5 mm y asumiendo que la tensión de pretensado es de 1200 MPa, $\sigma_{pzo} = 950$ MPa y la resistencia a tracción del acero de 1860 MPa.

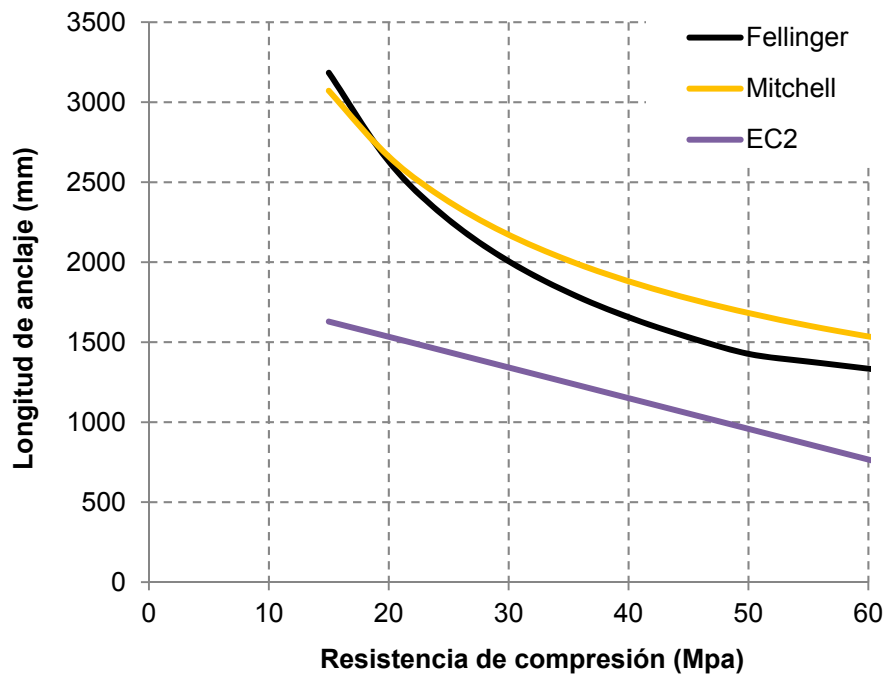


Figura 5-13. Longitud de anclaje en función de la resistencia a compresión.

La curva mostrada del EC2 ha sido calculada para su valor medio de acuerdo a (5-61). Se puede observar en la Figura 5-13 la diferencia existente entre esta curva (es una recta) respecto a las otras dos propuestas.

5.3 VARIABLES MECÁNICAS DEL PROBLEMA ASOCIADAS A LOS MATERIALES.

Para la caracterización de los materiales, y las condiciones de carga y apoyo, queda por definir qué variables son fijas y cuales son establecidas como parámetros del problema.

Estudiada la normativa de aplicación y analizando los datos de múltiples fabricantes de placas alveolares se establece la siguiente clasificación de parámetros y variables mecánicas del problema:

5.3.1 Variables mecánicas o de material

Son variables relativas a los materiales \bar{x}_m las que marcan las características resistentes de los mismos:

Tabla 5-3 Variables Modelo mecánico - Materiales hormigón.(I).

Nº	Elemento	Descripción
V5.1	f_{ckp}	La variable f_{ckp} es una variable discreta que marca la resistencia a compresión característica del hormigón de la placa alveolar.
V5.2	f_{ckl}	La variable f_{ckl} es una variable discreta que marca la resistencia a compresión característica de la capa de compresión.
V5.3	$\%f_{0,\max}$	<p>La variable $\%f_{0,\max}$ marca el porcentaje inicial de tesado de las armaduras activas respecto a su tensión máxima.</p> $\%f_{0,\max} = \frac{f_0}{f_{\max}}; \quad (5-62)$ <p>De esta variable de tesado inicial dependerá el valor final de la fuerza de pretensado, así como las tensiones en el hormigón en la transferencia, o el valor de las pérdidas de pretensado.</p>

Tabla 5-4. Variables Modelo mecánico - Materiales hormigón.(II).

Nº	Elemento	Descripción
V5.4	$\%f_{ck(corte)}$	<p>La variable $\%f_{ck(corte)}$ marca el porcentaje de la resistencia a compresión característica de la placa alveolar en el momento del corte y transferencia de pretensado. Es una variable ligada directamente con el tiempo de permanencia en la pista de fabricación de la placa alveolar.</p> $\%f_{ck(corte)} = \frac{f_{cj}(corte)}{f_{ckp}} \quad (5-63)$ <p>Establecer esta variable es equivalente a dejar variable el tiempo de permanencia en pista, ligado con la resistencia del hormigón en la transferencia a través de la formulación de evolución de la resistencia con el tiempo, establecida en el modelo anteriormente:</p> $f_{cj}(t) = e^{\left\{s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{1/2}\right]\right\}} \cdot f_{cm} \quad (5-64)$ <p>Tomando el valor</p> $f_{cm} = f_{ckp} + 8 \quad (5-65)$
V5.5	γ_c	Coeficiente de seguridad del hormigón, establecido según EHE-08.
V5.6	s	Coeficiente para la evolución de la resistencia del hormigón con el tiempo, depende del tipo de cemento empleado.
V5.7	Curado:	Tiempo previsible de curado térmico.
V5.8	$HR(\%)$ (fabricación)	Humedad durante el proceso de fabricación, útil para el cálculo de las deformaciones por retracción.

Tabla 5-5. Variables Modelo mecánico - Materiales hormigón.(III).

Nº	Elemento	Descripción
V5.9	HR(%) (proyecto)	Humedad en proyecto, útil para el cálculo de las deformaciones por fluencia.
V5.10	ϵ_{cu3}	Deformación última del hormigón según EC2 y EHE-08
V5.11	Relación σ - ϵ de cálculo	Distribución rectangular de tensiones (diagrama rectangular)

Tabla 5-6 Variables Modelo mecánico - Materiales acero armaduras activas.

Nº	Elemento	Descripción
V5.12	γ_s	Coefficiente de seguridad del acero, establecido según EHE-08.
V5.13	f_{\max}	Carga unitaria máxima, notación f_{pk} en EC2 y f_{\max} en EHE-08.
V5.14	f_{yk}	Límite elástico, notación $f_{p0,1k}$ en EC2 y f_{yk} en EHE-08. Se trata de un valor habitual, garantizado por los fabricantes, y cumple la limitación $0,85f_{\max} \leq f_{yk} \leq 0,95f_{\max}$ de la EHE-08 y $\frac{f_{pk}}{f_{p0,1k}} \geq 1,1$ del EC2.
V5.15	Relajación: Clase 2	Clase 2 de relajación que supone una relajación del 2,5 % a las 1.000 h para una tensión inicial del 70 % de la carga unitaria máxima (ρ_{1000})
V5.16	ϵ_{ud}	Deformación última de cálculo.
V5.17	Relación σ - ϵ de cálculo	Diagrama tensión - deformación de cálculo con rama plástica horizontal

Tabla 5-7 Variables Modelo mecánico - Condiciones de carga y apoyo.

Nº	Elemento	Descripción
V5.18	Condición de apoyo	Apoyos isostático
V5.19	Q	Sobrecarga de uso, kN/m^2
V5.20	G_2	Carga permanente adicional, kN/m^2
V5.21	l_i	Luz de cálculo. Se establecerá a través del momento reducido para cada plan experimental $l_i = \sqrt{8 \cdot M_{Ed} / p_d}$ donde $\mu_i = \frac{M_i}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$

5.3.2 Parámetros mecánicos o del material

Son parámetros relativos a los modelos de material desarrollados anteriormente que serán invariantes del problema de optimización y que se fijaran el capítulo referente al plan experimental.

5.3.3 Restricciones mecánicas

Sobre las variables del modelo mecánico definido se pueden establecer algunas restricciones directas, extraídas de la normativa aplicable:

Tabla 5-8. Restricciones de los materiales

	Elemento	Descripción
R5.1	$\%f_{0,\max}$	$\%f_{0,\max} \leq 75\%$ Tensión inicial máxima igual al 75 % de la carga unitaria máxima. EHE-08 [2] Art. 20.2 (Acero)
R5.2	$\%f_{ck(corte)}$	$25\% \leq \%f_{ck(corte)} \leq 75\%$ (Hormigón)

Además de estas restricciones directas, existen restricciones mecánicas asociadas al comportamiento mecánico de la placa alveolar así como a la comprobación de sus Estados Límite. Todas estas comprobaciones se construyen en base a los modelos de

material y condiciones de carga que se han definido. Puesto que su desarrollo puede ser muy extenso se empleará el siguiente capítulo completo para definirlos de forma exhaustiva.

5.4 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES A ALTAS TEMPERATURAS.

Como consecuencia del calentamiento producido en la situación accidental de incendio se alteran las propiedades que los materiales tienen a temperatura ambiente. En este apartado se definen las propiedades de los materiales en función de la temperatura, para poder realizar un análisis mecánico de la sección a altas temperaturas consecuencia de la situación accidental de incendio.

En condiciones de exposición al fuego deben tenerse en cuenta las propiedades que dependen de la temperatura. La Norma UNE-EN 1992-1-2, proporciona valores para la reducción de la resistencia característica a compresión del hormigón y de la resistencia característica de los aceros de armar y pretensar. Estos valores pueden usarse para los métodos simplificados y analíticos de cálculo. Pueden usarse también para la evaluación de la temperatura crítica del acero cuando se ajustan las tablas de especificaciones para temperaturas distintas de 500 °C.

Las condiciones normalizadas de fuego se definen entre 20 °C y 1200 °C; las propiedades se definen también entre los mismos límites.

Los valores para el rango superior de temperaturas se presentan en línea de trazos en la Figura 5-14 y la Figura 5-16, y se proporcionan únicamente como indicativos.

5.4.1 Acero. Propiedades térmicas y mecánicas.

Según Norma UNE-EN 1992-1-2, la reducción de la resistencia característica de un acero de armar en función de la temperatura θ , se obtiene a través del coeficiente $k_s(\theta)$, para el que:

$$f_{sk} = k_s(\theta) \cdot f_{yk}(20^\circ C) \quad (5-66)$$

La reducción de la resistencia característica de un acero de pretensar en función de la temperatura θ , se obtiene a través del coeficiente $k_p(\theta)$, para el que:

$$f_{pk} = k_p(\theta) \cdot f_{pk}(20^\circ C) \quad (5-67)$$

Cuando $k_s(\theta)$ y $k_p(\theta)$ se tomen de datos documentados, éstos deben provenir de ensayos realizados bajo tensión constante y temperatura variable (transient tests).

En el caso de que no se disponga de información más precisa, deben emplearse los valores siguientes de $k_p(\theta)$ para aceros de pretensado (según Figura 5-14).

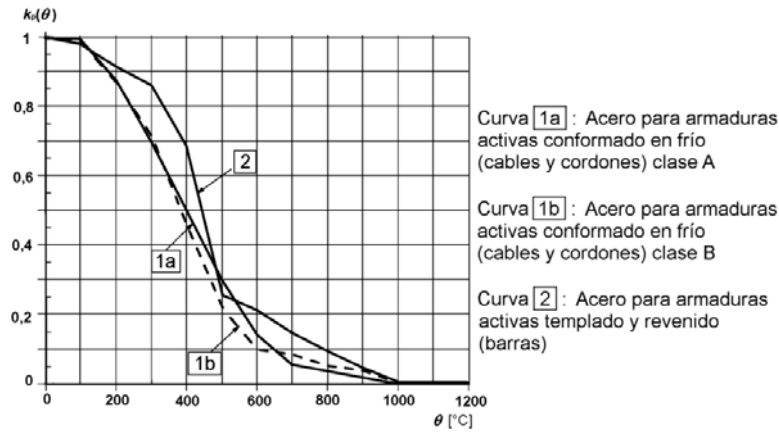


Figura 4.3 – Coeficiente de reducción $k_p(\theta)$ de la resistencia característica (βf_{pk}) del acero para armaduras activas

Figura 5-14. Coeficiente $k_p(\theta)$ de disminución de la resistencia característica del acero de pretensar a altas temperaturas.

Los valores de los parámetros del acero conformado en frío (cables y cordones), y templado y revenido (barras) para armaduras activas a temperaturas elevadas vienen dados por $f_{py,\theta} / (\beta f_{pk})$, $f_{pp,\theta} / (\beta f_{pk})$, $E_{p,\theta} / E_p$, $\varepsilon_{pt,\theta}$, $\varepsilon_{pu,\theta}$. El valor de β viene dado por la elección de la clase A o la clase B.

$$\beta = \left[\left(\frac{\varepsilon_{ud} - f_{p0,1k} / E_p}{\varepsilon_{uk} - f_{p0,1k} / E_p} \right) \cdot \left(\frac{f_{pk} - f_{p0,1k}}{f_{pk}} \right) + \frac{f_{p0,1k}}{f_{pk}} \right] \quad (5-68)$$

Para la clase B la β toma el valor 0,9.

Adicionalmente la EHE-08 en el apartado 7.3 del anejo 6 establece una tabla de reducción relativa de la resistencia del acero con la temperatura, que coincide con la columna Clase B de la tabla del Eurocódigo. También en el Código Técnico de la Edificación en la tabla C.7 del apartado C.3.3 del Anejo C del DB-SI, indica los mismos valores para acero de pretensar estirado en frío.

Tabla 3.3 – Valores para los parámetros de la relación tensión-deformación unitaria de acero conformado en frío (cw) (cables y cordones), y templado y revenido (q & t) (barras) para armaduras activas a temperaturas elevadas

Temperatura del acero θ [°C]	$f_{py,\theta} / (\beta f_{pk})$			$f_{pp,\theta} / (\beta f_{pk})$		$E_{p,\theta} / E_p$		$\epsilon_{pt,\theta}$ [-]	$\epsilon_{pu,\theta}$ [-]
	cw		q & t	cw	q & t	cw	q & t	cw, q & t	cw, q & t
	Clase A	Clase B							
1	2a	2b	3	4	5	6	7	8	9
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,050	0,100
100	1,00	0,99	0,98	0,68	0,77	0,98	0,76	0,050	0,100
200	0,87	0,87	0,92	0,51	0,62	0,95	0,61	0,050	0,100
300	0,70	0,72	0,86	0,32	0,58	0,88	0,52	0,055	0,105
400	0,50	0,46	0,69	0,13	0,52	0,81	0,41	0,060	0,110
500	0,30	0,22	0,26	0,07	0,14	0,54	0,20	0,065	0,115
600	0,14	0,10	0,21	0,05	0,11	0,41	0,15	0,070	0,120
700	0,06	0,08	0,15	0,03	0,09	0,10	0,10	0,075	0,125
800	0,04	0,05	0,09	0,02	0,06	0,07	0,06	0,080	0,130
900	0,02	0,03	0,04	0,01	0,03	0,03	0,03	0,085	0,135
1000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,090	0,140
1100	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,095	0,145
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,100	0,150

NOTA Para valores intermedios de la temperatura se pueden hacer interpolaciones lineales.

Figura 5-15. Valores para los parámetros de la relación tensión deformación del acero conformado en frío (cables y tendones) a altas temperaturas.

5.4.2 Hormigón. Propiedades térmicas y mecánicas. Spalling.

La capacidad a compresión del hormigón, obtenida del ensayo de carga uniaxial, sufre un acusado descenso a altas temperaturas. Schneider [12] estudio la pérdida de cohesión de las partículas del hormigón causada por las altas temperaturas. Se puede observar que se produce una pérdida irreversible de rigidez así como de la capacidad a compresión.

Los factores más significativos que influyen la capacidad del hormigón a altas temperaturas son; la dosificación y el tipo de áridos usados. Desde los 450°C el hormigón con áridos silicios tiene una mayor reducción de la capacidad en comparación con los áridos calcáreos y los áridos ligeros. Este efecto es causado por la inestabilidad térmica de los agregados, que se relaciona con su propia agregación, y por la incompatibilidad entre la pasta de cemento y la reducción de las partículas de árido en expansión, que está relacionada con la unión entre los áridos y el cemento.

La capacidad del hormigón a altas temperaturas también depende de la historia de carga. La aplicación de altas compresiones en el proceso de calentamiento aumenta la capacidad a compresión del hormigón. La reducción de la capacidad consecuencia de diferentes situaciones de carga, a alta temperatura, fue estudiada por Bazant [13], siendo las situaciones estudiadas las siguientes:

- Sin tensiones. La probeta sin carga es calentada hasta la temperatura requerida, y cargada hasta alcanzar la rotura.
- Con tensiones. La probeta se comprime, posteriormente se calienta a la temperatura requerida, aumentando la carga aplicada a partir de este momento hasta alcanzar la rotura.
- Sin tensiones residuales. La probeta sin carga es calentada hasta la temperatura requerida, entonces se enfría de manera controlada hasta temperatura ambiente, Después de siete días se vuelve a cargar la probeta hasta la rotura de la misma.

Es sabido que los hormigones de alta resistencia son más sensibles a las altas temperaturas como consecuencia de la reducción en la porosidad, que hace que la presión del vapor interno sea elevada y reduce la difusividad térmica [14]. Según CEB-FIP (1994), indica que los hormigones de alta resistencia son aquellos cuya resistencia a compresión está entre 60 y 120 MPa, así los hormigones utilizados para las placas alveolares son generalmente de capacidades resistentes inferiores a las indicadas.

El Eurocódigo 2 [1], indica que la reducción de la resistencia característica a compresión del hormigón en función de la temperatura θ se obtiene a través del coeficiente $k_c(\theta)$, para el cual:

$$f_{ck} = k_c(\theta) \cdot f_{ck}(20^\circ C) \quad (5-69)$$

En caso de que no se disponga de información más precisa, pueden utilizarse los siguientes valores de $k_c(\theta)$, aplicables para hormigón de áridos silíceos (véase Figura 5-16).

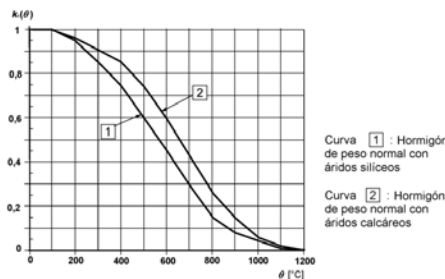


Figura 4.1 – Coeficiente $k_c(\theta)$ que permite la reducción de la resistencia característica (f_{ck}) del hormigón

Figura 5-16. Coeficiente $k_c(\theta)$ de disminución de la resistencia característica a compresión (f_{ck}) del hormigón de áridos silíceos a altas temperaturas.

Estos valores pueden considerarse conservadores para otros tipos de hormigón.

Tabla 3.1 – Valores para los principales parámetros de las relaciones tensión-deformación unitaria del hormigón de peso normal con áridos silíceos o calcáreos a temperaturas elevadas

Hormigón temp. θ [°C]	Áridos silíceos			Áridos calcáreos		
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$ [-]	$\epsilon_{c1,\theta}$ [-]	$\epsilon_{cu1,\theta}$ [-]	$f_{c,\theta}/f_{ck}$ [-]	$\epsilon_{c1,\theta}$ [-]	$\epsilon_{cu1,\theta}$ [-]
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425
1000	0,04	0,0250	0,0450	0,06	0,0250	0,0450
1100	0,01	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475
1200	0,00	-	-	0,00	-	-

Figura 5-17. Valores para los principales parámetros de las relaciones tensión-deformación unitaria del hormigón a temperaturas elevadas.

5.5 CONCLUSIONES.

Como se ha indicado las propiedades de los diferentes constitutivos de las placas alveolares forman parte del conjunto de variables del problema de optimización

Dado que para el proyecto de una placa alveolar en situación de incendio se requiere definir tanto las propiedades de los materiales a temperatura ambiente como a altas temperaturas, y que la placa deberá cumplir los requisitos esenciales en situación de proyecto permanente como accidental, estas propiedades se han tomado del UNE-EN 1-1, para los materiales de la placa a temperatura ambiente, así como la evolución de las propiedades con el tiempo para verificar el comportamiento de la placa en las situaciones transitorias de proyecto correspondientes a las fases de fabricación y montaje de las mismas. La caracterización y propiedades de los materiales del UNE-EN 1992 1-1 coinciden con las de la EHE-08.

Cabe recordar que tienen incidencia en el comportamiento final de la placa tanto en situación permanente como situación accidental de incendio.

Para la situación accidental de incendio son los valores de la Norma UNE-EN 1992-1-2, para la reducción de la resistencia característica a compresión del hormigón y de la resistencia característica de los aceros de armar y pretensar. Como ya se indicó las condiciones normalizadas de fuego se definen entre 20 °C y 1200 °C; las propiedades se definen también entre los mismos límites. Como en la situación a temperatura ambiente los valores de la Norma UNE-EN 1992-1-2 coinciden con los propuestos por la EHE-08 y el Código Técnico de la Edificación DB SE -I.

5.6 BIBLIOGRAFIA.

- [1] A. E. d. N. y. Certificación, *UNE-ENV 1992-1-2: EUROCODIGO 2 : proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales, proyecto de estructuras frente al fuego*: AENOR, 1996.
- [2] M. d. F. Comisión Permanente del Hormigón España, "EHE-08 : instrucción de hormigón estructural," ed. Madrid: Madrid : Ministerio de Fomento 2008, p. 702 p.
- [3] AENOR, "UNE EN 12390-2 Ensayos de hormigón endurecido. Parte 2: Fabricación y curado de probetas para ensayos de resistencia," ed, 2009.
- [4] E. Standards, "EN 10138 Prestressing Steel," ed, 2005.
- [5] L. Yang, "Design of prestressed hollow core slabs with reference to web shear failure," *Journal of structural engineering New York, N.Y.*, vol. 120, pp. 2675-2696, // 1994.
- [6] J. V. Aguado, A. Espinos, A. Hospitaler, J. Ortega, and M. L. Romero, "Influence of reinforcement arrangement in flexural fire behavior of hollow core slabs," *Fire Safety Journal*, vol. 53, pp. 72-84, // 2012.
- [7] C. e.-i. d. béton, *CEB-FIP model code 1990: design code*: T. Telford, 1993.
- [8] J. Fellingner, "Shear and anchorage behaviour of fire exposed hollow core slabs," *Structural Concrete*, vol. 6, pp. 172-179, // 2005.
- [9] D. Mitchell and H. H. Abrishami, "Bond characteristics of pretensioned strand," *ACI Materials Journal*, vol. 90, pp. 228-235, // 1993.
- [10] P. Zia and T. Mostafa, "Development length of prestressing strands," *J Prestressed Concr Inst*, vol. 22, pp. 54-65, // 1977.
- [11] FIB, *Fire design of concrete structures - structural behaviour and assessment*. Lausanne, Switzerland: FIB, 2008.
- [12] U. Schneider, "Concrete at high temperatures — A general review," *Fire Safety Journal*, vol. 13, pp. 55-68, 4/7/ 1988.
- [13] Z. P. Bazant and M. F. Kaplan, *Concrete at high temperatures: Material properties and mathematical models*: Longman Group Limited, 1996.
- [14] R. Felicetti and P. G. Gambarova, "Effects of high temperature on the residual compressive strength of high-strength siliceous concretes," *ACI Materials Journal*, vol. 95, pp. 395-406, // 1998.

Capítulo 6

Modelo mecánico. Comportamiento estructural

6.1 ANTECEDENTES EN LOS MODELOS DE CÁLCULO Y ENSAYOS DE REFERENCIA.

El objetivo del presente capítulo es describir el comportamiento mecánico de las placas alveolares a temperatura ambiente y a altas temperaturas. A tal efecto se mostrará el diseño, cálculo y comprobación propuestos por la normativa de aplicación, así como los modos de rotura que se consideran.

Las distintas normas establecen las comprobaciones a realizar según el Estado Límite Último (ELU) considerado. Estos estados límite se derivan del cumplimiento de los requisitos esenciales de “resistencia mecánica y estabilidad” y de “seguridad en caso de incendio”.

Los estados límite se presentarán a lo largo de la vida útil de la placa alveolar, por lo que se identificará también las situaciones de proyecto, y que estados límite aparecen en cada una. Estos están ligados a los modos de fallo, y serán los correspondientes a las situaciones de proyecto: transitoria, permanente y accidental en caso de incendio, que presenta la placa alveolar como elemento estructural, siendo estos:

- Situación transitoria.
 - Fallo en la transferencia.
 - Fallo a flexión en montaje.
 - Fallo por cortante en montaje.
 - Fallo por deformación en montaje.
- Situación permanente.
 - Fallo por flexión.
 - Fallo a cortante.
 - Fallo por rasante.
 - Fallo por punzonamiento.
 - Fallo de anclaje de las armaduras activas.
 - Fallo por deformación.
 - Fallo por fisuración excesiva.
 - Fallo por durabilidad.
- Situación accidental de incendio.
 - Fallo por flexión.
 - Fallo a cortante.

El conjunto de estados límites enunciados permitirá establecer un conjunto de restricciones $g(\bar{x}) \leq 0$ que vinculan estos estados límites con el problema de optimización.

6.2 ACCIONES Y COMBINACIONES.

Para el diseño y cálculo de una placa alveolar pretensada se hace necesario conocer las acciones que normativamente y por uso deben ser consideradas, y las reglas de combinación de las mismas atendiendo a la situación de proyecto que se tenga en cuenta.

6.2.1 Acciones permanentes G.

Las acciones permanentes a considerar se obtendrán a partir de la densidad del material considerado, en el caso del hormigón se tiene en cuenta el valor de $\gamma_H = 25 \text{ kN} / \text{m}^3$.

6.2.2 Fuerza de pretensado.

El valor característico de la fuerza de pretensado $P_k(t)$ en una sección y fase cualquiera (t) es:

$$P_k(t) = P_0 - \Delta P_i - \Delta P_{dif}(t) \quad (6-1)$$

donde

$P_0 = \sigma_{p0} \cdot A_p$	es la fuerza de tesado,
ΔP_i	son las pérdidas instantáneas
$\Delta P_{dif}(t)$	son las pérdidas diferidas. (EHE. 10.4)
σ_{p0}	tensión de tesado

6.2.3 Coacciones.

En los apoyos exteriores de vano extremo de forjados se considerará al menos un momento de empotramiento por coacción de valor $1/4$ del momento máximo positivo de vano, obtenido éste en la hipótesis de apoyo simple del extremo (articulado). EHE-08.Anejo 12.9 [1], establece un procedimiento para la evaluación de coacciones en apoyos de losas alveolares (Figura 6-1 y Figura 6-2).

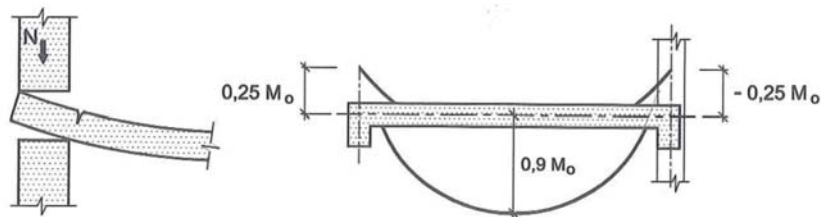


Figura 6-1. Esquemas de coacciones sobre forjados (I).[2]

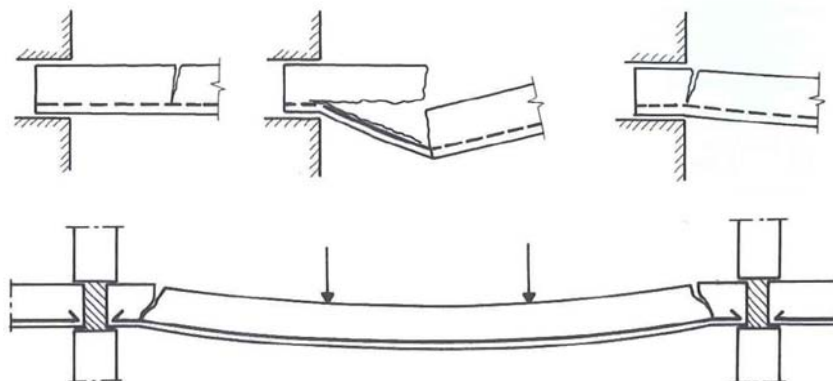


Figura 6-2. Esquemas de coacciones sobre forjados(II).[2]

6.2.4 Ejecución.

Cuando tengan influencia apreciable, se considerarán las cargas derivadas del proceso de ejecución del edificio, en particular las procedentes del apuntalado y desapuntalado de las plantas superiores que, en ocasiones, pueden producir la combinación de acciones más desfavorable. La Figura 6-3 muestra el efecto del sopandado sobre la placa alveolar en fase de ejecución.

La EHE-08.59.2 establece una acción característica de ejecución, sobre viguetas o losas de forjados unidireccionales, igual al peso propio más una sobrecarga de ejecución no menor de 1 kN/m^2 .

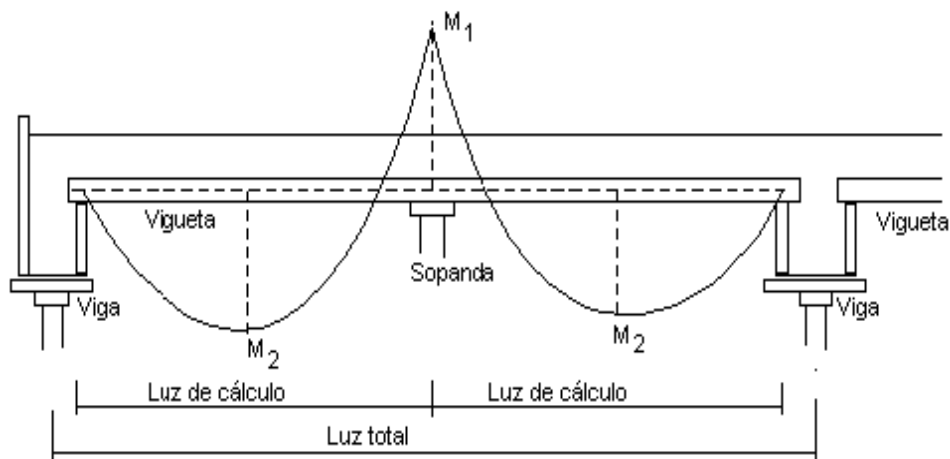


Figura 6-3. Efecto del sopandado en fase de ejecución. EHE-08 [1].

6.2.5 *Explotación. Sobrecarga de uso.*

Las sobrecargas de uso contempladas por el CTE DE-A[3] no contemplan el ámbito industrial, sin embargo otras normas como las reglas BAEL 91 modificadas en el 99, indican que las cargas de explotación (Sobrecarga de uso) son diferentes atendiendo al tipo de construcción, distinguiendo tres casos:

- **Construcciones corrientes**, a las que les corresponde una carga de explotación moderada $Q < 2G$ ó $Q < 5 \text{ kN/m}^2$.
- **Construcciones industriales**, que les corresponde una carga de explotación relativamente elevada $Q > 2G$ ó $Q > 5 \text{ kN/m}^2$.
- **Construcciones especiales**, una combinación de ambas,...

6.2.6 *Acciones variables, Q (valor característico)*

El valor característico de las acciones variables dependerá del uso del forjado y de las cargas debidas a instalaciones, maquinaria, etc..

6.3 COMBINACIÓN DE ACCIONES $G_k, G_k^*, P_k, A_k, Q_k$.

Para las comprobaciones de los Estados Límite Últimos (ELU) y de Servicio (ELS) se obtendrán los valores de cálculo de las acciones según EHE.12. y se combinarán como se indica en EHE.13.

El valor de cálculo de una acción variable ($F_d = \gamma_Q \cdot \Psi_i \cdot F_k$) se obtiene a partir de su valor representativo, utilizado para la comprobación de un Estado Límite, ($\Psi_i \cdot F_k$), ponderándolo mediante su correspondiente coeficiente parcial de seguridad γ_Q . El resto de acciones se multiplican por sus correspondientes coeficientes parciales γ_G, γ_P y γ_A .

$$E_d = E\left(\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}; \gamma_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^*; \gamma_P \cdot P_k; \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}; \gamma_{Q,i>1} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\right) \quad (6-2)$$

- ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

Situaciones permanentes o transitorias:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Situaciones accidentales:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_A \cdot A_k + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Situaciones sísmicas:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_A \cdot A_{E,k} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Combinación poco probable, poco frecuente, rara o característica:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Combinación frecuente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Combinación cuasipermanente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \gamma_P \cdot P_k + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

6.4 CONTEXTO NORMATIVO.

Para el establecimiento de las restricciones asociadas a los diferentes estados límites se parte de las disposiciones normativas de aplicación al diseño de placas alveolares, tanto en el ámbito nacional como europeo.

El contexto normativo para las placas alveolares es muy extenso, ya que como elemento de hormigón estructural sirven de referencia todas las normas técnicas para este tipo de elementos. Actualmente en el ámbito español sería de aplicación la Instrucción de Hormigón estructural [1], la norma de producto UNE-EN1168 [4] y en el ámbito Europeo el Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón[5].

Otra norma internacional que puede servir de referencia sería el FIB Model Code 2000 [6].

Pero si se limita a normas y códigos que traten el estudio específico del comportamiento de la placa alveolar como elemento estructural, pueden destacarse de forma cronológica las mostradas en la Tabla 6-1.

Por tanto, en el ámbito español y europeo las normas actualmente aplicables son la EHE-08 y el EC2, así como la norma de producto EN 1168:2005+A3:2011 o su versión española. Así todo el modelo de comportamiento que se detalla a continuación en esta tesis, se ha compuesto según las citadas normas. No obstante, en ocasiones concretas, se han destacado algunos aspectos reseñados en otras normas que se han considerado importantes, para los cuales se indicará su procedencia específica.

En el marco del proyecto de BIBM Holcofire [7], fueron estudiados 162 resultados de la prueba de fuego europea independiente sobre placas alveolares y los pisos de 153 pruebas realizadas por el FIRC. Estas pruebas de fuego se llevaron a cabo a lo largo de un período de 45 años entre 1966 y 2010 en los laboratorios de pruebas de incendio. La base de datos Holcofire se ha creado para permitir un meta análisis más profundo sobre los resultados de las pruebas que produjeron conclusiones más significativas que las que pueden ser prestadas por cualquier estudio individual. Gracias a los datos recogidos se supo que en 102 pruebas de fuego se le alcanzó el tiempo previsto de resistencia al fuego. En 91 incendios no se alcanzó el fallo, mientras que en 71 pruebas de fuego se produjo el fallo por algún mecanismo de fallo asociado a la acción del fuego.

La conclusión general y las implicaciones de este extenso meta-análisis sobre los resultados de las 162 pruebas independientes de fuego es que los modelos y requisitos planteados por las normas EN 1168, EN 1192-1-2, EN 1363-1 y EN 1365-2, los resultados de los ensayos en situación de incendio en placas alveolares pueden ser explicados completamente en el 94,5%.

Tabla 6-1. Normas de placas alveolares. Disposición cronológica.

Año	Título	Pais/Región
1985	PCI Manual for the design of Hollow Core slabs (<i>First Edition</i>)	USA
1988	FIP Precast Prestressed Hollow Core Floors	Internacional
1996	CPT 2892 Planchers Confectionnés à partir de Dalles Alvéolées en Béton Précontraint	Francia
1998	PCI Manual for the design of Hollow Core slabs (<i>Second Edition</i>)[8]	USA
1998	ASSAP II Solaio Alveolare Progettazione e Impieghi[9]	Italia
2000	FIB (CEB-FIP) Special design considerations for Precast Prestressed Hollow Core Floors[6]	Internacional
2005	EN 1168 - (Versión Española UNE-EN 1168:2006)	Europa/España
2008	EN 1168:2005+A1 - (Versión Española UNE-EN 1168:2006+A1:2009)	Europa/España
2009	EN 1168:2005+A2 - (Versión Española UNE-EN 1168:2006+A2:2010)	Europa/España
2011	EN 1168:2005+A3 - (Versión Española UNE-EN 1168:2006+A3:2012)	Europa/España

La principal conclusión en relación con la capacidad de flexión es que las expresiones propuestas por el Eurocódigo EN 1992 - 1-2 para calcular la capacidad de flexión bajo el fuego da predicciones muy buenas y seguras (106,1%).

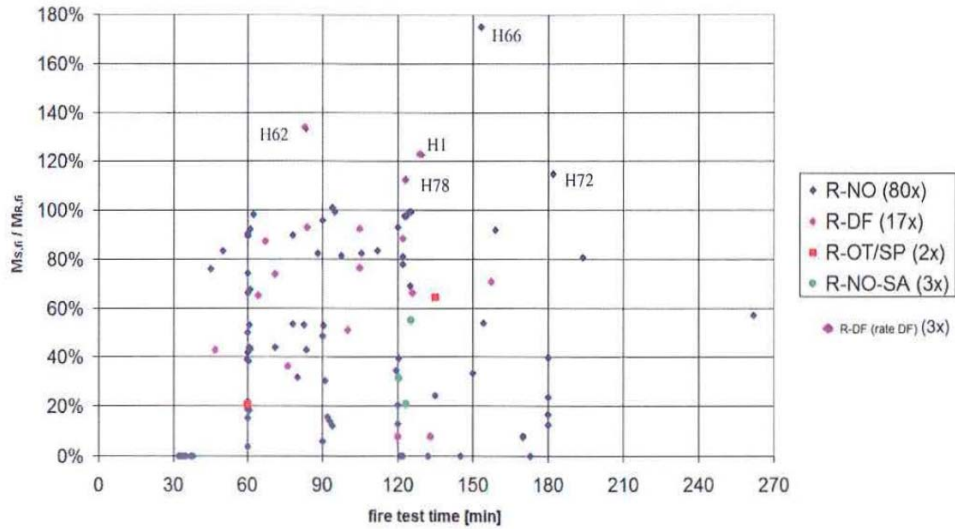


Figure 2.10. Bending moment over bending capacity versus time of 102 tests that did not fail in bending

Figura 6-4. Relación del Momento flector dividido por la capacidad máxima a flexión y el tiempo de exposición al fuego [7].

Así mismo, se evalúa la fórmula empírica de la norma EN 1168 anexo G, en 42 ensayos de fuego realizados, donde el mecanismo de rotura es el cortante y el anclaje, y 102 pruebas de fuego que no fallan en cortante cuando se garantizó la resistencia R, se concluye claramente que la fórmula del cortante Anexo G EN-1168 para losas alveolares es segura para la aplicación de las placas alveolares en forjados.

6.5 MODELIZACIÓN DE LA SECCIÓN Y ANÁLISIS TENSIONAL.

6.5.1 Modelización de la sección.

Para poder calcular las tensiones de servicio en la sección de comprobación, primer paso requerido en el cálculo de la sección, tanto la placa alveolar pretensada, como la losa de compresión se modeliza partiendo del circuito que vértices que configura su sección transversal.

A partir de este circuito, así como por la altura y disposición de los cables pretensados, se configura geoméricamente la placa alveolar como elemento estructural.

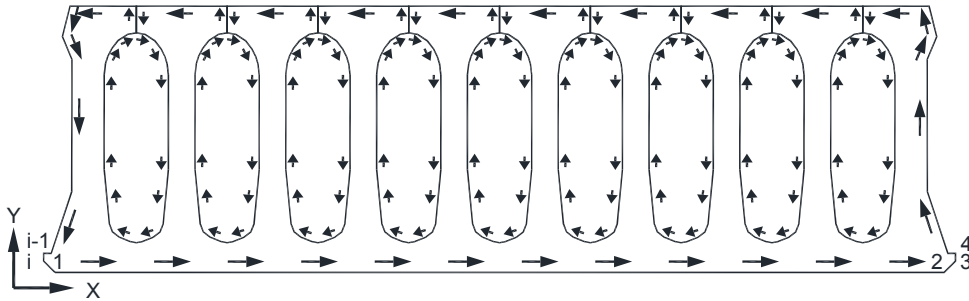


Figura 6-6. Circuito de vértices de la placa.

Con el circuito se divide verticalmente la sección en un número entero de secciones, de este modo se guarda para cada sección su ancho su altura, su área y la resistencia característica del material que la configura.

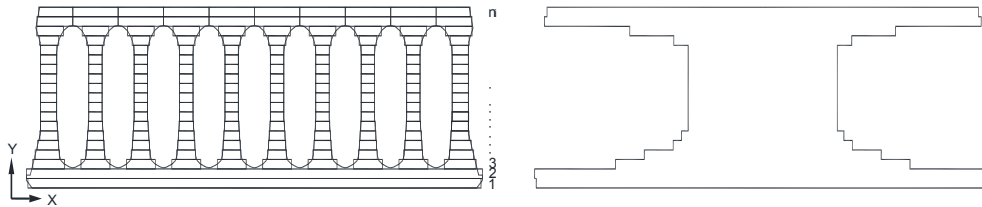


Figura 6-7. Geometría del área de cálculo.

Sea la sección con eje de simetría vertical y sea O un punto de referencia en el eje donde se sitúa el origen del sistema de referencia (z, y), donde el punto O no tiene por qué coincidir con el c.d.g de la sección. Preferiblemente el eje se sitúa en el eje de la pieza y en el c.d.g de la sección bruta.

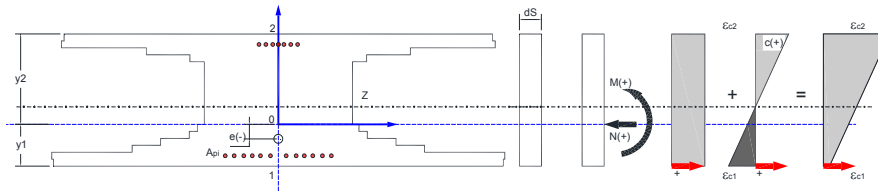


Figura 6-8. Diagrama de tensiones y deformaciones en la sección.

1. La excentricidad (ordenada) de cualquier fibra se considera positiva por encima del origen (O) del sistema de referencia.
2. La curvatura c (el momento) de la sección se considera positiva si se comprime más la fibra superior que la inferior.
3. El esfuerzo axial (N) es positivo si es de compresión y el momento (M) es positivo si comprime la fibra superior (2) es decir, es antihorario.

Las deformaciones y tensiones se consideran positivas si son de compresión y se representan hacia la derecha en las figuras.

6.5.2 *Análisis tensional.*

Pasamos al análisis tensional de la sección, de centro de gravedad en O, pretensada (A_p , P , e).

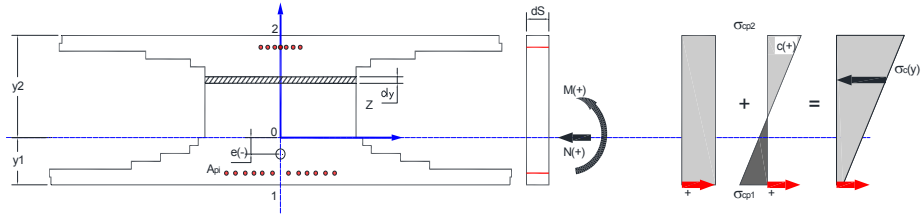


Figura 6-9. Equilibrio de tensiones.

Planteamos las ecuaciones de equilibrio mecánico.

- **Equilibrio:**

$$N = \int_{y_1}^{y_2} \sigma_c(y) \cdot b(y) \cdot dy + \sum A_{pi} \cdot \sigma_{pi} + \sum A_{si} \cdot \sigma_{si} \quad (6-1)$$

$$M = \int_{y_1}^{y_2} \sigma_c(y) \cdot b(y) \cdot y \cdot dy + \sum A_{pi} \cdot \sigma_{pi} \cdot y_{pi} + \sum A_{si} \cdot \sigma_{si} \cdot y_{si} \quad (6-2)$$

De las ecuaciones anteriores (6-1 y (6-2 se conoce la geometría: $b(y)$, y_1 , y_2 , A_{pi} , y_{pi} , A_{si} , y_{si} y la sollicitación momento y axil (M , N). Se desconocen las tensiones $\sigma_c(y)$, σ_{pi} y σ_{si} .

- **Compatibilidad** de deformaciones aplicando la hipótesis de Bernoulli, es decir, que las deformaciones a partir de la solidarización siguen una ley lineal.

$$\varepsilon_c(y) = \varepsilon_0 + c \cdot y = (1, y) \cdot \begin{Bmatrix} \varepsilon_0 \\ c \end{Bmatrix} \quad (6-3)$$

$$\varepsilon_{pi} = \varepsilon_{p0i} + \varepsilon_c(y_{pi}) = \varepsilon_{p0i} + \varepsilon_0 + c \cdot y_{pi}; \quad \varepsilon_{p0i} = \frac{(P_i / A_{pi})}{E_p} (-) \quad (6-4)$$

$$\varepsilon_{si} = \varepsilon_c(y_{si}) = \varepsilon_0 + c \cdot y_{si} \quad (6-5)$$

• **Ecuaciones de comportamiento (Elástico lineal)**

$$\sigma_c(y) = E_c \cdot \varepsilon_c(y) = E_c \cdot (\varepsilon_0 + c \cdot y) = E_c \cdot (1, y) \cdot \begin{Bmatrix} \varepsilon_0 \\ c \end{Bmatrix} \quad (6-6)$$

$$\sigma_{pi} = E_p \cdot \varepsilon_{pi} = E_p \cdot (\varepsilon_{p0i} + \varepsilon_0 + c \cdot y_{pi}) \quad (6-7)$$

$$\sigma_{si} = E_s \cdot \varepsilon_{si} = E_s \cdot (\varepsilon_0 + c \cdot y_{si}) \quad (6-8)$$

Sustituyendo en la ecuación de equilibrio de fuerzas ((6-1), las de comportamiento ((6-6), (6-7 y (6-8), se obtiene:

$$\begin{aligned} N &= \int_{y_1}^{y_2} \sigma_c(y) \cdot b(y) \cdot dy + \sum A_{pi} \cdot \sigma_{pi} + \sum A_{si} \cdot \sigma_{si} = \\ &= \int_{y_1}^{y_2} E_c \cdot (\varepsilon_0 + c \cdot y) \cdot b(y) \cdot dy + \\ &\quad + \sum A_{pi} \cdot E_p \cdot (\varepsilon_{p0i} + \varepsilon_0 + c \cdot y_{pi}) + \\ &\quad + \sum A_{si} \cdot E_s \cdot (\varepsilon_0 + c \cdot y_{si}) = \end{aligned} \quad (6-9)$$

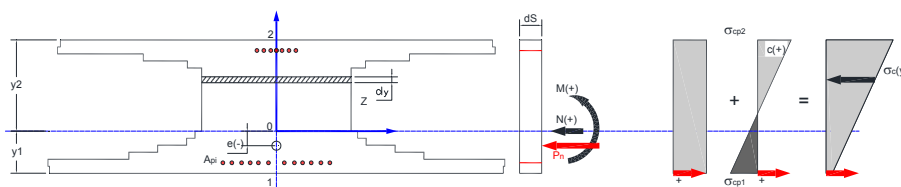


Figura 6-10. Esquema de equilibrio de esfuerzos y tensiones.

$$N = E_r \cdot \left[\begin{aligned} &\varepsilon_0 \cdot \left(\frac{E_c}{E_r} \int_{y_1}^{y_2} b(y) \cdot dy + \frac{E_p}{E_r} \sum A_{pi} + \frac{E_s}{E_r} \sum A_{si} \right) + \\ &c \cdot \left(\frac{E_c}{E_r} \int_{y_1}^{y_2} b(y) \cdot y \cdot dy + \frac{E_p}{E_r} \sum A_{pi} \cdot y_{pi} + \frac{E_s}{E_r} \sum A_{si} \cdot y_{si} \right) \end{aligned} \right] + E_p \cdot \sum A_{pi} \cdot \varepsilon_{p0i} \quad (6-10)$$

Agrupando los términos, obtenemos:

$$N = E_r \cdot \left[\varepsilon_0 \cdot A_{hp} + c \cdot S_{hp} \right] + P_n \quad (6-11)$$

Se determina la fuerza de neutralización al termino P_n .

$$P_n = \sum A_{pi} \cdot (E_p \cdot \varepsilon_{p0i}) = \sum A_{pi} \cdot \sigma_{p0i} \quad (6-12)$$

Trabajando ahora con la ecuación de equilibrio de momentos ((6-2).

$$\begin{aligned}
 M = & \int_{y_1}^{y_2} E_c \cdot (\varepsilon_0 + c \cdot y) \cdot b(y) \cdot y \cdot dy + \\
 & + \sum A_{pi} \cdot E_p \cdot (\varepsilon_{p0i} + \varepsilon_0 + c \cdot y_{pi}) \cdot y_{pi} + \\
 & + \sum A_{si} \cdot E_s \cdot (\varepsilon_0 + c \cdot y_{si}) \cdot y_{si} =
 \end{aligned} \tag{6-13}$$

Sustituyendo los valores.

$$M = E_r \cdot \left[\varepsilon_0 \cdot \left(\frac{E_c}{E_r} \int_{y_1}^{y_2} b(y) \cdot y \cdot dy + \frac{E_p}{E_r} \sum A_{pi} \cdot y_{pi} + \frac{E_s}{E_r} \sum A_{si} \cdot y_{si} \right) + \right. \\
 \left. c \cdot \left(\frac{E_c}{E_r} \int_{y_1}^{y_2} b(y) \cdot y^2 \cdot dy + \frac{E_p}{E_r} \sum A_{pi} \cdot y_{pi}^2 + \frac{E_s}{E_r} \sum A_{si} \cdot y_{si}^2 \right) \right] + (E_p \cdot \sum A_{pi} \cdot \varepsilon_{p0i} \cdot y_{pi}) \cdot \frac{P_n}{P_n} \tag{6-14}$$

Así el momento queda como:

$$M = E_r \cdot [\varepsilon_0 \cdot S_{hp} + c \cdot I_{hp}] + P_n \cdot e_n \tag{6-15}$$

Donde e_n es la excentricidad respecto de O del punto de aplicación de la fuerza de pretensado, si la deformación ε_{p0i} de todas las armaduras es la misma, que se corresponde con la posición del c.d.g de las armaduras activas A_p relativa a O.

$$e_n = \frac{E_p \cdot \sum A_{pi} \cdot \varepsilon_{p0i} \cdot y_{pi}}{P_n} = \frac{E_p \cdot \sum A_{pi} \cdot \varepsilon_{p0i} \cdot y_{pi}}{E_p \cdot \sum A_{pi} \cdot \varepsilon_{p0i}} \tag{6-16}$$

Escribiendo las ecuaciones de equilibrio en notación matricial.

$$N = E_r \cdot [\varepsilon_0 \cdot A_{hp} + c \cdot S_{hp}] + P_n \tag{6-17}$$

$$M = E_r \cdot [\varepsilon_0 \cdot S_{hp} + c \cdot I_{hp}] + P_n \cdot e_n$$

$$\begin{Bmatrix} N - P_n \\ M - P_n \cdot e_n \end{Bmatrix} = E_r \cdot \begin{bmatrix} A_{hp} & S_{hp} \\ S_{hp} & I_{hp} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_0 \\ c \end{Bmatrix} \tag{6-18}$$

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_0 \\ c \end{Bmatrix} = \frac{1}{E_r \cdot (A_{hp} \cdot I_{hp} - S_{hp}^2)} \cdot \begin{bmatrix} I_{hp} & -S_{hp} \\ -S_{hp} & A_{hp} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} N - P_n \\ M - P_n \cdot e_n \end{Bmatrix} \tag{6-19}$$

En el caso de que no se dispone de armadura pasiva, es decir que $A_s=0$ y por tanto no considerando la contribución del área de pretensado (A_p) a la sección homogénea, se tiene que aproximadamente el área homogeneizada del pretensado es igual al área neta de hormigón equivalente ($A_{hp}=A_c$) y si el momento estático de la sección homogeneizada

de pretensado es igual a la hormigón ($S_{hp}=S_c=0$), cuando se hace coincidir O con el c.d.g, se tiene:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_0 \\ c \end{Bmatrix} = \frac{1}{E_c \cdot A_c \cdot (A_c \cdot r^2)} \begin{bmatrix} A_c \cdot r^2 & 0 \\ 0 & A_c \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} N - P_n \\ M - P_n \cdot e_n \end{Bmatrix} \quad (6-20)$$

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_0 \\ c \end{Bmatrix} = \frac{1}{E_c \cdot (A_c \cdot r^2)} \begin{bmatrix} r^2 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} N - P_n \\ M - P_n \cdot e_n \end{Bmatrix} \quad (6-21)$$

Sustituyendo la ecuación (6-6), en la ecuación de tensión en la sección de hormigón (6-22).

$$\sigma_c(y) = E_c \cdot (1, y) \cdot \begin{Bmatrix} \varepsilon_0 \\ c \end{Bmatrix} = \frac{1}{A_c \cdot r^2} \cdot (1, y) \cdot \begin{bmatrix} r^2 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} N - P_n \\ M - P_n \cdot e_n \end{Bmatrix} \quad (6-23)$$

$$\sigma_c(y) = \frac{1}{A_c \cdot r^2} \cdot (r^2, y) \cdot \begin{Bmatrix} N - P_n \\ M - P_n \cdot e_n \end{Bmatrix} \quad (6-24)$$

Si no existe sollicitación exterior ($M, N = 0, 0$) se tiene exclusivamente el efecto del pretensado:

$$\sigma_c(y) = \frac{1}{A_c \cdot r^2} \cdot (r^2, y) \cdot \begin{Bmatrix} -P_n \\ -P_n \cdot e_n \end{Bmatrix} = -\frac{P_n}{A_c \cdot r^2} \cdot (r^2 + y \cdot e_n) = -\frac{P_n}{A_c} \left(1 + \frac{e_n \cdot y}{r^2}\right) \quad (6-25)$$

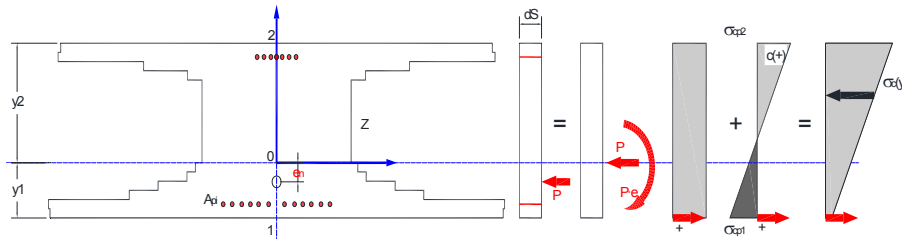


Figura 6-11. Diagrama de equilibrio en la sección.

Dado que se está trabajando con la acción de todo el pretensado aplicado en el centro de gravedad de la acción del pretensado.

$$e_n = \frac{\sum A_{pi} \cdot y_{pi}}{\sum A_{pi}} \quad \varepsilon_{p0i} = \varepsilon_{p0} \quad \forall i \quad (6-26)$$

Así, la tensión de compresión queda como:

$$\sigma_c(e_n) = -\frac{P_n}{A_c} \left(1 + \frac{e_n^2}{r^2}\right) \quad (6-27)$$

Teniendo en cuenta que P_n es negativa, dado que el acero pretensado está traccionado, $-P_n$ es positiva, y trabajando en valor absoluto se tiene:

$$\sigma_c(y) = \frac{|P_n|}{A_c} \left(1 + \frac{e \cdot y}{r^2}\right) \left\{ \begin{array}{l} \sigma_c(y_2) = \sigma_{cp2} = \frac{P_n}{A_c} \left(1 + \frac{e_n \cdot y_2}{r^2}\right) \\ \sigma_c(y_1) = \sigma_{cp1} = \frac{P_n}{A_c} \left(1 + \frac{e_n \cdot y_1}{r^2}\right) \\ \sigma_c(e_n) = \sigma_{cp} = \frac{P_n}{A_c} \left(1 + \frac{e_n^2}{r^2}\right) \end{array} \right. \quad (6-28)$$

Siendo:

A_c área neta de la sección que es la total menos la de las armaduras
 A_{sp} .

En el caso de haber armaduras pasivas se debe considerar la sección neta homogeneizada.

En la representación la excentricidad es negativa al igual que y_1 . Por otro lado y_2 es positiva.

6.6 MODOS DE FALLO Y SITUACIONES DE PROYECTO.

El CTE DB SE [3] define situación de proyecto al periodo de tiempo $[t_1, t_2]$ caracterizado por la actuación de unas determinadas acciones físicas, químicas, biológicas, y unas condiciones geométricas, etc..., bajo las cuales y mientras persistan, una estructura y sus elementos deben cumplir su función sin alcanzar los estados límites correspondientes.

El periodo de vida útil $[0, T]$ de un edificio, y de sus elementos estructurales, es una sucesión de situaciones de proyecto, pudiendo ser estas:

- Situaciones permanentes (persistentes), que corresponden a las condiciones de uso normal de la placa alveolar.
- Situaciones transitorias, como son las que se producen durante la fabricación, transporte, construcción o reparación.
- Situaciones accidentales, que se corresponden a condiciones excepcionales aplicables a la placa alveolar.

El siguiente paso sería indicar que comprobaciones son las necesarias en cada situación de proyecto. A tal efecto se presenta el siguiente esquema (Figura 6-12):

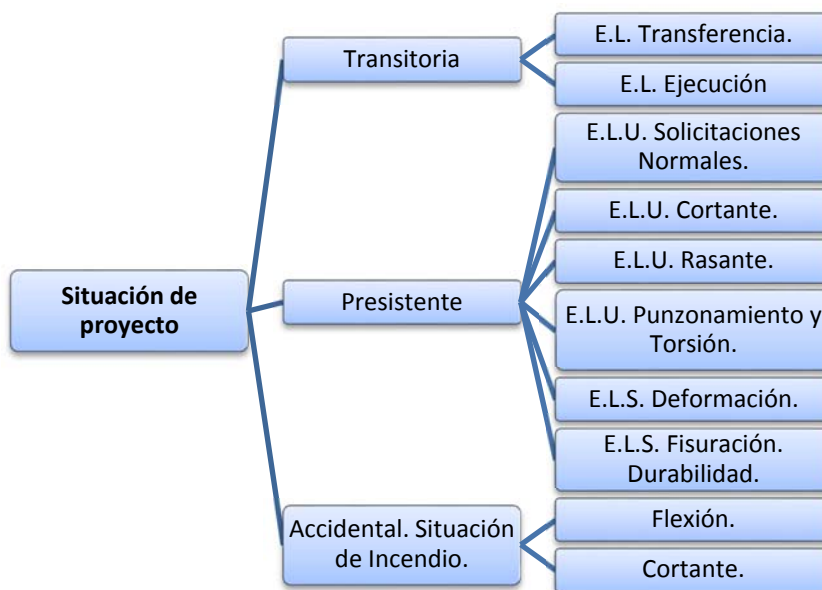


Figura 6-12. Esquema de comprobaciones relativas a las situaciones de proyecto.

6.7 ESTADOS LÍMITE.

6.7.1 Estado Límite de Transferencia de la fuerza de pretensado.

Para la determinación de las tensiones en la transferencia, en la sección de hormigón pretensado, es necesario el cálculo de las pérdidas instantáneas, que son todas aquellas que se producen antes de la transferencia del pretensado.

Una vez conocidas las pérdidas y aplicando el cálculo de tensiones se verificará el estado límite último de transferencia.

6.7.1.1 Pérdidas en la fuerza de pretensado.

El cálculo de las pérdidas exige la determinación previa de la fuerza de tesado. La máxima tensión de tesado viene fijada por la EHE-08 en su apartado 20.2.1. Fijando dicho valor de modo que σ_{p0} no debe ser superior al menor de los siguientes valores:

$$\sigma_{p0} \leq \min(0,75 \cdot f_{p,max,k}, 0,90 \cdot f_{pk}) \quad (6-29)$$

donde

f_{pk} $(0,85 \cdot f_{p,max} \leq f_{pk} \leq 0,95 \cdot f_{p,max})$ es el límite elástico característico del acero,

$f_{p,max,k}$ es la fuerza unitaria máxima característica

Tomado la fuerza de tesado el valor, para el instante inicial.

$$P_0 = \sigma_{p0} \cdot A_p \quad t = 0 \quad (6-30)$$

Se define la fuerza inicial de pretensado, para un instante $t=t_0$

$$P_{ki}(t_0) = P_0 - \Delta P_i(t_0) \quad (6-31)$$

El valor característico de la fuerza de pretensado $P_k(t)$ en una sección y fase cualquiera (t) es:

$$P_k(t) = [P_0 - \Delta P_i(t_0)] - \Delta P_{dif}(t, t_0) \quad (6-32)$$

donde

P_0 $\sigma_{p0} \cdot A_p$, es la fuerza de tesado,
 A_p es la sección de la armadura activa
 σ_{p0} es la tensión de tesado
 $\Delta P_i(t_0)$ son las pérdidas instantáneas
 $\Delta P_{dif}(t, t_0)$ son las pérdidas diferidas. (EHE. 20.2.2.2)

t_0 instante de la transferencia.

Las Pérdidas instantáneas $\Delta P_i(t_0)$ son las pérdidas de pretensado desde el momento de tesar P_0 hasta la transferencia (t_0). En piezas con armaduras pretesas, referenciadas en la EHE-08, apartado 20.2.3, están originadas por:

- Penetración de cuñas;
- Relajación de la armadura activa a temperatura ambiente (isoterma) hasta la transferencia;
- Relajación adicional de la armadura activa por el proceso de curado térmico, en su caso;
- Dilatación térmica de la armadura activa por el proceso de curado térmico;
- Retracción del hormigón anterior a la transferencia;
- Acortamiento elástico instantáneo al transferir (t_0).

$$P_{ki}(t) = P_0 - \Delta P_i(t) \quad 0 < t \leq t_0 \quad (6-33)$$

donde

$P_{ki}(t_0)$ es el valor característico de la fuerza inicial de pretensado,
 P_0 es la fuerza de tesado $P_0 = \sigma_{p0} \cdot A_p$
 $\Delta P_i(t)$ son las pérdidas instantáneas hasta $t < t_0$,
 t_0 tiempo de la transferencia que se intenta minimizar y debe ser tal que permita al hormigón alcanzar la resistencia suficiente para superar las sollicitaciones que se derivan de la transferencia del pretensado.

6.7.1.1.1 Pérdidas por penetración de cuñas (δ). ΔP_a .

En tendones rectos, la pérdida de fuerza por penetración de las cuñas, puede deducirse mediante la expresión:

$$\Delta P_a = \left(\frac{\delta}{L} \cdot E_p \right) \cdot A_p \quad (6-34)$$

donde:

δ deslizamiento de las cuñas (2,5 ÷ 3,5 mm).

L es la longitud de la mesa de pretensado, normalmente mayor de 100 m.

6.7.1.1.2 Pérdidas por relajación $\Delta P_b(t)$.

La armadura con tensión $P_0 - \Delta P_a$ está en estas condiciones un periodo de tiempo que depende del programa de fabricación. La relajación del acero es un dato que debe aportar el fabricante de las armaduras o de no disponerlo, hacer uso de la

Tabla 6-2, aportada por la EHE-08.

$$\Delta P_b(t) = \Delta \sigma_{pr} \cdot A_p = [\sigma_p \cdot \rho(t)] \cdot A_p \quad (6-35)$$

$$\rho(t) = \frac{\Delta \sigma_{pr}}{\sigma_p} \quad (6-36)$$

$$\rho(t, \sigma_p) = 10^{K_1(\sigma_p) + K_2(\sigma_p) \cdot \log t} \quad (6-37)$$

$$\sigma_p = (P_0 - \Delta P_a) / A_p \quad (6-38)$$

$$\Delta P_b(t) = \left[\left(\frac{P_0 - \Delta P_a}{A_p} \right) \cdot 10^{K_1 + K_2 \cdot \log t} \right] \cdot A_p, \quad t \text{ en horas} \quad (6-39)$$

Tabla 6-2. Valores de la relajación del acero en función de la tensión inicial.

$\alpha f_{p,m\acute{a}x}$	$0,6 f_{p,m\acute{a}x}$	$0,7 f_{p,m\acute{a}x}$	$0,8 f_{p,m\acute{a}x}$
ρ_{1000}	1,0	2,0	5,5
$\rho_f \approx 2,9 \cdot \rho_{1000}$	2,9	5,8	15,95

Tabla 6-3. Evolución de la relajación con el tiempo ≤ 1000 h.

$t(h)$	1	5	20	100	200	500	1000
$\rho\%$	25	45	55	70	80	90	100

De la tabla anterior podemos obtener la evolución de la relajación, y ajustarla mediante la siguiente función:

$$\rho(t) = \rho_{1000} \cdot 0,25 \cdot (1 + 0,95 \cdot \log_{10} t) \quad t \leq 1000 \text{ horas} \quad (6-40)$$

Si $t > 1000$ horas se adopta la expresión de la EHE-08.

$$\rho(t) = \rho_{1000} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^k \quad t > 1000 \text{ horas} \quad (6-41)$$

$$k = \log\left(\frac{\rho_{1000}}{\rho_{100}}\right) = \log 1,429 = 0,1549 \quad (6-42)$$

Para tiempo superior a 1000 horas se toma el valor de $k=0,1549$.

6.7.1.1.3 Pérdidas por relajación adicional de la armadura.

Debido al proceso de calefacción, la relajación adicional de la armadura activa por el proceso de curado térmico, se pueden tener en cuenta mediante el empleo de un tiempo equivalente t_{eq} que debería añadirse al tiempo transcurrido desde el tesado en las funciones de relajación. ($t=t+t_{eq}$).

Para ello, la duración del proceso de calefacción se divide en intervalos de tiempo, Δt_i , cada uno de ellos con una temperatura en $^{\circ}\text{C}$, $T_{\Delta t_i}$, de forma que el tiempo equivalente en horas t_{eq} puede calcularse como:

$$t_{eq} = \frac{1,14^{T_{max}-20}}{T_{max}-20} \sum_{i=1}^n (T_{\Delta t_i} - 20) \cdot \Delta t_i \quad (6-43)$$

El tratamiento térmico se compone de un tiempo de espera (de 3 a 4 horas, pues una aplicación prematura puede producir reducciones irreversibles de la resistencia del hormigón), una subida de $20-30^{\circ}\text{C}/\text{hora}$, una meseta de temperatura constante ($60-70^{\circ}\text{C}$) de 2 horas y una rama descendente de enfriamiento. El proceso dura unas 9 horas. (3+2+2+2).

La EHE, en los comentarios del artículo 20.2.3 indica que: “la pérdida señalada en el punto c) (relajación adicional anisoterma) podrá calcularse de acuerdo con la información facilitada por el fabricante de la armadura. En ausencia de dicha información podrá adoptarse como suma de las pérdidas de los puntos b) y c), el valor de la relajación a la edad de 10^6 horas (114 años) y a 20°C .”

6.7.1.1.4 Pérdidas por dilatación térmica de la armadura debida al proceso de calefacción.

Estas pérdidas pueden evaluarse mediante la expresión:

$$\Delta P_d = \Delta \sigma_d \cdot A_p = [E_p \cdot \Delta \varepsilon] \cdot A_p = [E_p \cdot K \cdot \alpha \cdot (T_{max} - T_d)] \cdot A_p \quad (6-44)$$

donde:

E_p módulo de deformación longitudinal de la armadura activa.

K	coeficiente experimental, a determinar en fábrica y que, en ausencia de ensayos, puede tomarse $K = 0,5$.
α	coeficiente de dilatación térmica de la armadura activa ($1,25 \cdot 10^{-5} \text{ m/m}^\circ\text{C}$).
T_{max}	temperatura máxima en $^\circ\text{C}$ alcanzada durante el curado térmico ($60 \div 70^\circ\text{C}$).
T_a	temperatura media en $^\circ\text{C}$ del ambiente durante la fabricación.

En este caso se supone que la temperatura media es $T_a = 20^\circ\text{C}$.

6.7.1.1.5 Pérdidas por retracción.

Desde que se vierte el hormigón hasta que se ha alcanzado la temperatura $T(\Delta t_i)$ a la que se va a realizar la transferencia, se produce una pérdida de tensión debida a la retracción inicial del hormigón.

$$\Delta P_e(t) = \Delta \sigma_e \cdot A_p = [E_p \cdot \varepsilon_{cs}(t - t_s)] \cdot A_p \quad (6-45)$$

donde:

t_s es el instante de solidarización acero-hormigón

Podrá tenerse en cuenta el efecto del proceso de curado por calefacción mediante la modificación de la edad del hormigón por una edad ficticia t_T ajustada con la temperatura cuya expresión es:

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-\frac{4000}{273+T(\Delta t_i)} - 13,65} \Delta t_i \quad (6-46)$$

donde:

t_T edad del hormigón ajustada a la temperatura.

$T(\Delta t_i)$ temperatura en grados centígrados $^\circ\text{C}$ durante el período de tiempo t_i

Δt_i número de días con una temperatura T aproximadamente constante.

$$f_{cm}(t) = f_{cm}(28) \cdot e^{s \cdot (1 - \sqrt{28/t})}; \quad (t \text{ en días}). \quad (6-47)$$

$$f_{ct,m}(t) = f_{ct,m}(28) \cdot \left[e^{s \cdot (1 - \sqrt{28/t})} \right]^\alpha \quad (6-48)$$

$$E_{cm}(t) = E_{cm}(28) \cdot (f_{cm}(t) / f_{cm}(28))^{0.3} \quad (6-49)$$

6.7.1.1.6 Pérdidas por acortamiento elástico en la transferencia.

Al realizar la transferencia y cortar los alambres entre piezas una vez destesada la pista, se establece la acción del pretensado. La compresión sobre el hormigón producirá un acortamiento que motivará la pérdida por acortamiento elástico.

La fuerza en la armadura antes de la transferencia ($t < t_0$) valdrá $P'_0(t)$;

$$\Delta P_f = \Delta \sigma_p \cdot A_p = [E_p \cdot \Delta \varepsilon_p] \cdot A_p \quad (6-50)$$

$$P'_0(t) = P_0 - \sum_{j \neq f} \Delta P_j(t) \quad j = a, b, c, \dots \quad (6-51)$$

Por la compatibilidad, debida a la solidarización, el incremento (-) de deformación de la armadura será el mismo que el de la fibra del hormigón donde se sitúe $\Delta \varepsilon_p = \Delta \varepsilon_{cp}$.

En el caso de haber varias filas de armaduras se considera el c.d.g del conjunto. (Análogamente puede determinarse la pérdida para cada tendón).

$$\Delta \varepsilon_p = \frac{\Delta \sigma_p}{E_p} = \frac{\Delta P_f}{E_p \cdot A_p} \quad (6-52)$$

$$\Delta \varepsilon_{cp} = \frac{\Delta \sigma_{cp}}{E_{cj}(t)} = \frac{1}{E_{cj}(t)} \cdot \frac{P'_0(t) - \Delta P_f}{A_n} \cdot \left(1 + \frac{e_n^2}{r_n^2}\right) \quad (6-53)$$

$$\sigma(y) = \frac{N}{A} + \frac{M}{W(y)} = \frac{N}{A} \cdot \left(1 + \frac{e}{W(y)/A}\right) = \frac{N}{A} \cdot \left(1 + \frac{e}{\frac{1}{y \cdot A}}\right) = \frac{N}{A} \cdot \left(1 + \frac{e \cdot y}{r^2}\right) \quad (6-54)$$

de la condición de compatibilidad $\Delta \varepsilon_p = \Delta \varepsilon_{cp}$ se obtiene:

$$\Delta P_f(t) = P'_0(t) \cdot \frac{m(t) \cdot q \cdot \left(1 + \frac{e_n^2}{r_n^2}\right)}{1 + m(t) \cdot q \cdot \left(1 + \frac{e_n^2}{r_n^2}\right)} \quad (6-55)$$

El módulo de equivalencia entre hormigones en el instante t de la transferencia,

$$m(t) = \frac{E_p}{E_{c_j}(t)} \quad (6-56)$$

$$q = \frac{A_p}{A_c} \quad (6-57)$$

6.7.1.2 Estado límite de transferencia. Cálculo del tiempo de transferencia t_0 .

Después de la transferencia, las losas alveolares pretensadas no presentarán tracciones mayores que la resistencia a tracción del hormigón $f_{ct,j}$, ni compresiones mayores que el 60% de la resistencia a compresión f_{c_j} , ambas en valores representativos a la edad j ($t_0=j$) a que se realiza la transferencia de la fuerza de pretensado.

$$f_{ck}(t) = f_{ck,28} \cdot e^{s \cdot (1 - \sqrt{28/t})} \quad (6-58)$$

$$f_{ct,k}(t) = 0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2(t)} \quad (6-59)$$

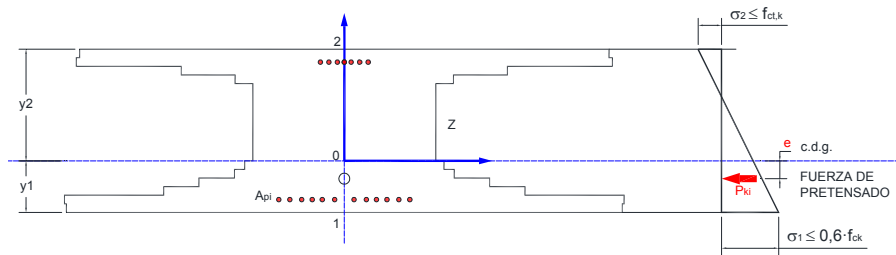


Figura 6-13. Equilibrio de tensiones.

La fuerza de tesado en cada instante, será la inicial menos las pérdidas existentes hasta dicho momento.

$$P_{ki}(t) = P_0 - \Delta P_i(t) \quad (6-60)$$

Siendo:

$P_{ki}(t)$ es la fuerza inicial de pretensado

P_0 es la fuerza de tesado $P_0 = \sigma_{p0} \cdot A_p$

La tensión media en la sección de hormigón tomará el valor:

$$\sigma(y,t) = \frac{P_{ki}(t)}{A_n} + \frac{P_{ki}(t) \cdot e_n}{W(y)} = \frac{P_{ki}(t)}{A_n} \cdot \left(1 + \frac{e_n \cdot y}{I_n / A_n}\right) = \frac{P_{ki}(t)}{A_n} \cdot \left(1 + \frac{e_n \cdot y}{r_n^2}\right) \quad (6-61)$$

De la expresión anterior se obtienen las tensiones en la fibra inferior y en la fibra superior, que deben cumplir los requerimientos del EHE-08, la fibra inferior no puede tener una tracción mayor de la capacidad a flexo-tracción del hormigón, y la fibra superior una compresión mayor del 60% de la capacidad a compresión del hormigón en dicho instante.

$$\sigma_1(t) = \sigma(y_1,t) = \frac{P_{ki}(t)}{A_n} \cdot \left(1 + \frac{e_n \cdot y_1}{r_n^2}\right) \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t) \quad (6-62)$$

$$\sigma_2(t) = \sigma(y_2,t) = \frac{P_{ki}(t)}{A_n} \cdot \left(1 + \frac{e_n \cdot y_2}{r_n^2}\right) > -f_{ct,k}(t) \quad (6-63)$$

Cuando $t_0 \geq t$

$$\sigma_1(t) \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t) \quad (6-64)$$

$$\sigma_2(t) > -f_{ct,k}(t) \quad (6-65)$$

De estas condiciones normativas, se derivan las correspondientes restricciones del problema de optimización de placa alveolar, asociadas al estado límite de transferencia (Tabla 6-4).

Tabla 6-4. Restricciones del Estado límite de transferencia.

	Tipo	Descripción
<i>r.t.1</i>	<i>Restricción</i>	$\sigma_1(t) \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t)$
<i>r.t.2</i>	<i>Restricción</i>	$\sigma_2(t) > -f_{ct,k}(t)$

6.7.2 Estado Límite de Spalling.

El spalling consiste en la fisuración longitudinal del alma, que son los nervios de la placa alveolar, como consecuencia de las tracciones producidas por la transmisión del pretensado.

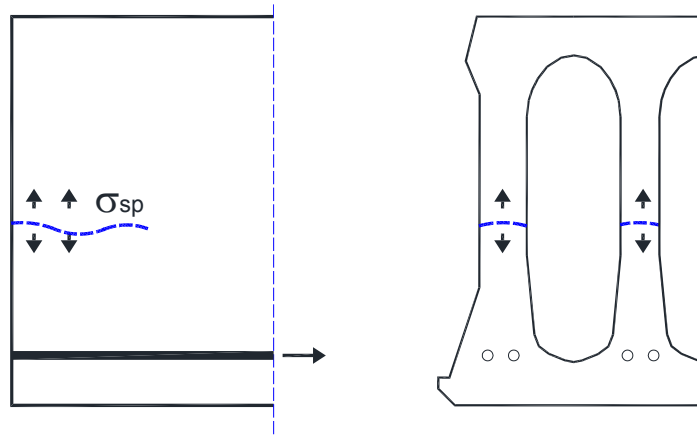


Figura 6-14. Fisuras generadas por la rotura del anclaje.

Se define la longitud de transmisión de una armadura como la necesaria para transferir al hormigón por adherencia la fuerza de pretensado, y por longitud de anclaje, la necesaria para garantizar la resistencia del anclaje por adherencia, hasta la rotura del acero.

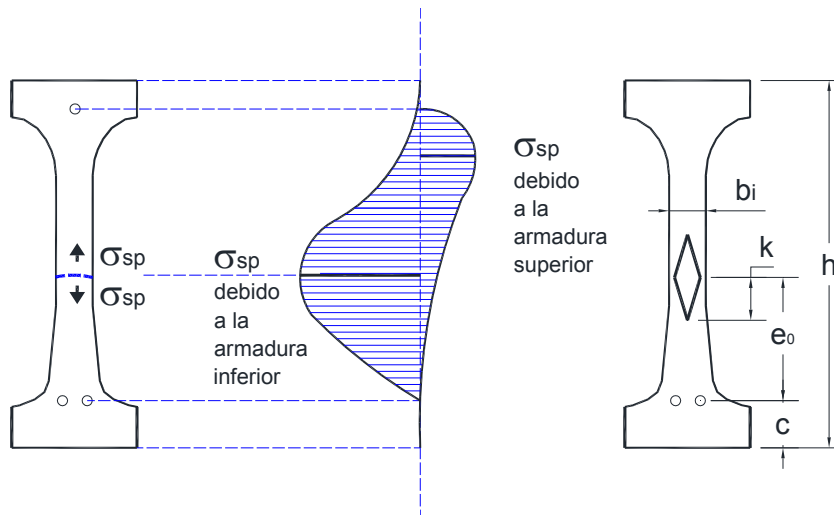


Figura 6-15. Estado tensión en el nervio.

La tensión debida al anclaje de la armadura inferior se obtiene de la ecuación:

$$\sigma_{sp} = \frac{P_0}{b_w \cdot e_0} \cdot \frac{15 \cdot \alpha_e^{2,3} + 0,07}{1 + \left(\frac{l_{pt1}}{e_0}\right)^{1,5} (1,3 \cdot \alpha_e + 0,1)} \quad (6-66)$$

Por tanto, para que no exista este fenómeno deberá cumplirse que dicha tensión no supere valor característico, cuantil del 0,05, de la resistencia a tracción del hormigón de la placa.

$$\sigma_{sp} \leq f_{ctk 0,05} \quad (6-67)$$

$$\alpha_e = \frac{(e_0 - k)}{h} \quad (6-68)$$

Donde:

P_0	fuerza inicial de pretensado, se deducen las pérdidas instantáneas hasta la transferencia.
e_0	excentricidad del pretensado
b_w	ancho del nervio
l_{pt1}	longitud de transmisión $l_{pt1} = 0,8 \cdot l_{pt} \cong 70 \cdot \phi, \cong (\sigma_p/21) \cdot \phi$
k	semi altura del núcleo central W_b/A
h	canto
$f_{ctk 0,05}$	valor característico, correspondiente al cuantil del 0,05 de la resistencia a tracción del hormigón

6.7.3 Restricción asociada al cumplimiento del Estado límite de Spalling.

Así la restricción asociada al cumplimiento del Estado límite de Spalling se muestra en la Tabla 6-5.

Tabla 6-5. Restricción Estado Límite de Spalling.

	Tipo	Descripción
r.s.1	Restricción (2)	$\sigma_{sp} \leq f_{ctk 0,05}$

6.7.4 Restricción de cuantía mecánica mínima.

La restricción $g_i(\underline{x}_g, \underline{x}_m, \underline{x}_{A_{pi}}) \leq 0$ (1) relaciona las variables geométricas y las mecánicas a través de la cuantía mecánica mínima que establece, según EHE-08 art. 42.3.2:

$$A_p(\underline{x}_i) \cdot f_{pd} \geq W_1(\underline{x}_i) \cdot \left(\frac{f_{ct,k}}{\gamma_c} + \frac{P_k(\underline{x}_i)}{A_c(\underline{x}_i)} + \frac{P_k(\underline{x}_i) \cdot e(\underline{x}_i)}{W_1(\underline{x}_i)} \right) \quad (6-69)$$

Donde:

$P_k(\underline{x}_i)$ es la fuerza de pretensado descontadas las pérdidas instantáneas.

La restricción asociada a la disposición de la cuantía mecánica mínima se muestra en al Tabla 6-6.

Tabla 6-6. Restricción de cuantía mecánica mínima.

	Tipo	Descripción
<i>r.c.m.1</i>	Restricción (3)	$A_p(\underline{x}_i) \cdot f_{pd} \geq$ $\geq W_1(\underline{x}_i) \cdot \left(\frac{f_{ct,k}}{\gamma_c} + \frac{P_k(\underline{x}_i)}{A_c(\underline{x}_i)} + \frac{P_k(\underline{x}_i) \cdot e(\underline{x}_i)}{W_1(\underline{x}_i)} \right)$

6.7.5 Estados Límite en la ejecución.

6.7.5.1 Pérdidas diferidas. $\Delta P_{dif}(t, t_0)$

Las pérdidas diferidas están calculadas a 30 días según art. 59.2 comentarios de la EHE-08.

En las piezas, las tensiones finales que se requieren para el análisis de los forjados en Estados Límite Últimos y de Servicio incluirán, además, las pérdidas diferidas por:

- la relajación de la armadura activa posterior a la transferencia;
- la retracción del hormigón posterior a la transferencia;
- la fluencia del hormigón.

La fuerza de pretensado hasta la transferencia (t_0) toma el valor:

$$P_{ki}(t) = P_0 - \Delta P_i(t); \quad t \leq t_0 \quad (6-70)$$

La fuerza final de pretensado en un instante t , que será la fuerza de pretensado hasta la transferencia, menos las pérdidas diferidas hasta dicho instante.

$$P_k(t) = [P_0 - \Delta P_i(t_0)] - \Delta P_{dif}(t, t_0); \quad t > t_0 \quad (6-71)$$

La fuerza final de pretensado, es decir, a plazo infinito, que será la fuerza de pretensado hasta la transferencia, menos las pérdidas diferidas a plazo infinito.

$$P_{kf} = P_{ki}(t_0) - \Delta P_{dif,\infty} = [P_0 - \Delta P_i(t_0)] - \Delta P_{dif}(\infty, t_0) \quad t = \infty \quad (6-72)$$

Siendo

P_{kf} es el valor característico de la fuerza final de pretensado.

Las pérdidas totales se justificarán debidamente. Estando las mismas en un rango del 20% al 35%.

Las pérdidas diferidas se producen después de la transferencia ($t > t_0$) y se deben al acortamiento del hormigón por retracción y fluencia y a la relajación del acero en tales armaduras.

$$\Delta P_{dif}(t, t_0) = \frac{m \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{cp} + E_p \cdot \varepsilon_{cs}(t, t_0) + 0,8 \cdot \Delta \sigma_{pr}}{1 + m \cdot q \cdot \left(1 + \frac{e^2}{r^2}\right) \cdot (1 + \chi \cdot \varphi(t, t_0))} \cdot A_p \quad (6-73)$$

donde:

e	distancia del c.d.g de las armaduras activas al c.d.g de la sección.
r	radio de giro de la sección
m	coeficiente de equivalencia $= E_p/E_c$
q	cuantía geométrica A_p/A_c
$\varphi(t, t_0)$	coeficiente de fluencia para una edad de puesta en carga igual a la edad del hormigón en el momento del tesado t_0 (transferencia).
$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$	deformación de retracción que se desarrolla tras la operación de tesado (transferencia).
σ_{cp}	tensión en el hormigón en la fibra correspondiente al c.d.g de las armaduras activas debida a la acción del

	pretensado, el peso propio y la carga muerta (cargas permanentes).
$\Delta\sigma_{pr}$	pérdida por relajación a longitud constante. Puede evaluarse utilizando la siguiente expresión: $\Delta\sigma_{pr} = \rho_f \cdot P_{ki}(t_0) / A_p$, siendo ρ_f el valor de la relajación a tiempo infinito, A_p el área total de las armaduras activas y P_{ki} es el valor característico de la fuerza inicial de pretensado.
χ	coeficiente de envejecimiento. Para evaluaciones a tiempo infinito, de forma simplificada, $\chi=0,80$. $(\chi = \sqrt{t_0} / (1 + \sqrt{t_0}))$
A_c	área de la sección de hormigón.
A_p	área de la sección de la armadura activa.

6.7.5.2 Cálculo de las pérdidas en t .

Las pérdidas diferidas posteriores a la transferencia se obtendrán utilizando los valores de retracción, relajación y fluencia que se producen después de la transferencia. En la evaluación de las deformaciones por fluencia se debe conocer si existe un proceso de curado térmico, de existir se tendrá en cuenta el efecto del proceso de curado por calefacción mediante la modificación de la edad de carga del hormigón t_0 por una edad ficticia t_T ajustada con la temperatura cuya expresión es:

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-\left(\frac{4000}{[273+T(\Delta t_i)]} - 13,65\right)} \cdot \Delta t_i \quad (6-74)$$

donde:

t_T	edad del hormigón ajustada a la temperatura.
$T(\Delta t_i)$	temperatura en grados centígrados °C durante el período de tiempo t_i .
Δt_i	número de días con una temperatura T aproximadamente constante.

Hay que tener en cuenta que en el caso de una construcción por etapas como es el caso de un forjado en el cálculo de pérdidas, la tensión tomará el valor.

σ_{cp}	tensión en el hormigón en la fibra correspondiente al c.d.g de las armaduras activas debida a la acción del
---------------	---

pretensado, el peso propio y la carga muerta (cargas permanentes). Se calcula como la suma de las tensiones producidas por las diferentes acciones teniendo en cuenta que la sección es diferente en cada etapa y la variación de la tensión de pretensado.

6.7.5.3 Comprobaciones en el hormigonado en obra. EHE-08 59.2.

En las placas alveolares pretensadas se cumplirá que bajo la acción de las cargas de ejecución de cálculo y bajo el efecto del pretensado después de la transferencia, deducidas todas las pérdidas hasta la fecha de ejecución del forjado, (adoptando los coeficientes de seguridad correspondientes a los Estados Límite de Servicio correspondientes a una situación transitoria, de acuerdo con el artículo 12.2 de la EHE-08), no se superarán las siguientes limitaciones de tensiones:

Sobre las sopandas: Momento negativo

$$\text{En la fibra inferior: } \sigma_{1c}(P_d(t)) + M_{sd} / W_{1h} \leq 0,6 \cdot f_{ck} \quad (6-75)$$

$$\text{En la fibra superior: } \sigma_{2c}(P_d(t)) - M_{sd} / W_{2h} > -f_{ct,fl} \quad (6-76)$$

Donde:

σ_{1c}, σ_{2c} Son las tensiones en las fibras inferior (1) y superior (2).
Signo positivo si son de compresión.

W_{1h}, W_{2h} Son los módulos resistentes, correspondientes a la fibra inferior y superior respectivamente.

Así el momento en sopanda:

$$M_{sd} = \min\{W_{1h} \cdot (0,6 \cdot f_{ck} - \sigma_{1c}(P_d(t))); W_{2h} \cdot (\sigma_{2c}(P_d(t)) + f_{ct,fl})\} \quad (6-77)$$

Por tanto, la restricción asociada al proceso constructivo, y que dependerá el tenerla en cuenta de si se decide la disposición de sopandas o no se muestra en la Tabla 6-7.

Tabla 6-7. Restricciones de comprobaciones del hormigonado en obra momento en sopanda.

	Tipo	Descripción
<i>r.e.m.1</i>	Restricción (5)	M_{sd} Momento en sopanda

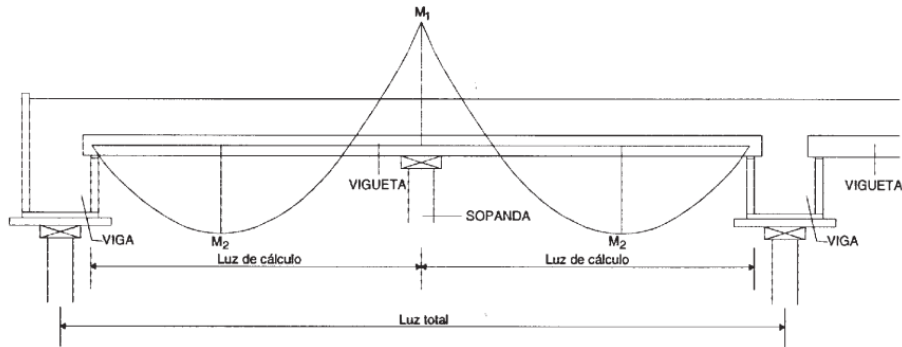


Figura 6-16. Momentos sobre sopandas y en vanos.

En los vanos: Momento positivo

En la fibra inferior: $\sigma_{1c}(P_d(t)) - M_{vd} / W_{1h} > 0$ (6-78)

En la fibra superior: $\sigma_{2c}(P_d(t)) + M_{vd} / W_{2h} \leq 0,6 \cdot f_{ck}$ (6-79)

Siendo:

σ_{1c}, σ_{2c} tensiones en las fibras inferior (1) y superior (2) de la vigueta producidas por la fuerza de pretensado $P_d(t)$, después de la transferencia y deducidas todas las pérdidas hasta la fecha de ejecución del forjado (a falta de datos un mes desde la fabricación. EHE 59.2.Comentarios). Signo positivo si son de compresión.

W_{1h}, W_{2h} los módulos resistentes de la sección homogeneizada de la vigueta o losa, correspondientes a la fibra inferior y superior respectivamente.

Así el momento en vano:

$$M_{vd} = \min\{W_{1h} \cdot (\sigma_{1c}(P_d(t))) ; W_{2h} \cdot (\sigma_{2c}(P_d(t)) - 0,6 \cdot f_{ck})\} \quad (6-80)$$

Determinado el valor del momento en vano, la restricción asociada es la mostrada en la Tabla 6-8.

Tabla 6-8. Restricciones de comprobaciones del hormigonado en obra momento en vano.

	Tipo	Descripción
<i>r.e.m.2</i>	Restricción (5)	M_{vd} Momento en vano

6.7.6 Estado Límite de Servicio.

Los Estados Límites de Servicio comprenden la deformación y el de fisuración. Estos se calcularán únicamente en las situaciones de proyecto persistentes y transitorias.

En el caso de la acción del pretensado, debe considerarse el efecto favorable o desfavorable de esta acción, según el Estado Límite de Servicio que se estudie.

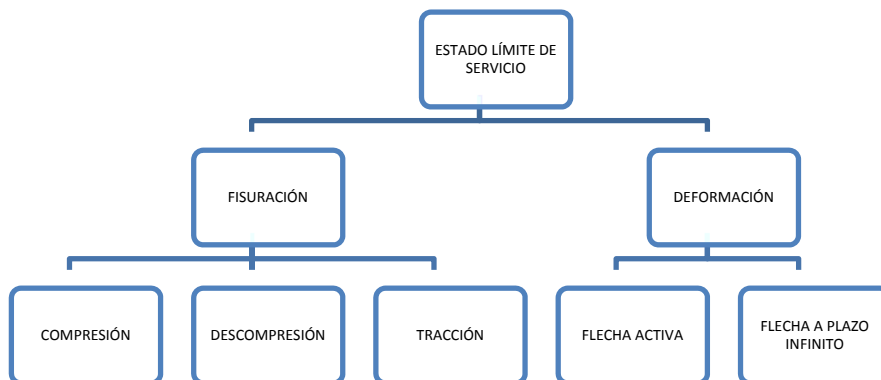


Figura 6-17. Esquema de Los Estados Límites de Servicio.

6.7.6.1 E.L.S. Deformación.

6.7.6.1.1 Flecha instantánea. *f*.

La flecha instantánea se determina a partir de las condiciones de sustentación, del estado de cargas y de las propiedades mecánicas y geométricas de la pieza.

$$f = \max(y(x)) = \max \left[\int \left(\int \left(\frac{M(x)}{E_{cm} \cdot I_{eq}} dx + C_1 \right) \cdot dx + C_2 \right) \right] \quad (6-81)$$

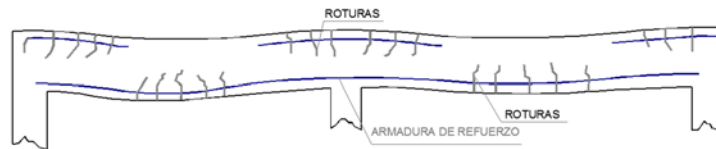
Las constantes de integración $C1$ y $C2$ se obtienen imponiendo dos condiciones de sustentación del tipo:

$$y(0) = y_0; y'(0) = \theta_0; y(L) = y_L; y'(L) = \theta_L \quad (6-82)$$

Donde:

E_{cm} es el módulo de deformación longitudinal del hormigón $8.500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm,j}}$ N/mm².

I_{eq} es la inercia de la pieza prismática equivalente, en la que se incluye el efecto de la fisuración, y se obtiene a partir la combinación ponderada de las inercias equivalentes I_{es} de determinadas secciones de diferentes zonas de significativas de la pieza.



$$I_{eq} = \sum_{i=1}^n \alpha_i \cdot I_{es_i} \quad (6-83)$$

$$\sum_{i=1}^n \alpha_i = 1$$

En el caso de voladizos solo se considera la sección de arranque como característica de la pieza ($i=1$), en el caso de vigas biapoyadas solo se considera la sección central ($i=1$) y en el resto de los casos de vigas se consideran las secciones extremas cuando hay continuidad.

6.7.6.1.2 Inercia equivalente de una sección fisurada I_{es} .

Aplicamos como método simple para estimar la inercia equivalente de una sección fisurada, el de Branson, recogido por la norma ACI-318 ya en su edición de 1971, y en la EHE-08. Este se basa en una fórmula aproximada ajustada mediante contrastes con los ensayos disponibles, definiendo un momento de inercia equivalente de la sección fisurada mediante la ecuación:

$$I_{es} = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 \cdot I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_f \neq I_b \quad (6-84)$$

Reordenando la ecuación:

$$I_{es} = I_f + \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 \cdot (I_b - I_f) \geq I_b \quad (6-85)$$

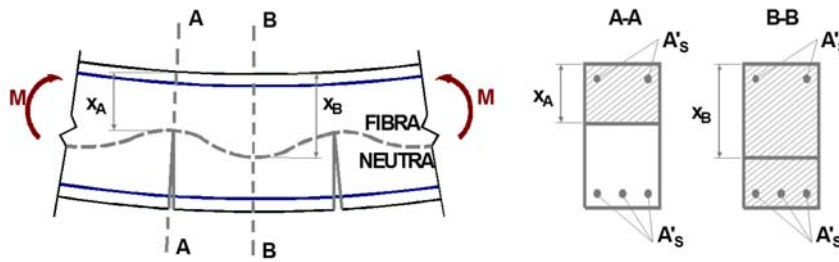


Figura 6-18. Secciones integradas en la obtención de la inercia según Branson.

Donde.

- M_a Momento máximo de servicio en la sección hasta el instante en el que se evalúa la flecha (*)
- M_f Momento nominal de fisuración de la sección: $M_f = W_b \cdot f_{ctm,fl}$
 $f_{ctm,fl} = \max((1,6 - h / 1000) f_{ct,m}; f_{ct,m}) \quad N/mm^2$
 $f_{ct,m} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$
- W_b Módulo resistente de la fibra más traccionada de la sección bruta. Para secciones en T es diferente el positivo del de negativos.
- I_b Inercia de la sección bruta
- I_f Inercia de la sección fisurada en flexión simple, que se obtiene despreciando la zona de hormigón en tracción y homogeneizando las áreas de las armaduras activas adherentes y pasivas multiplicadas por el coeficiente de equivalencia (E_s/E_c).
- (*) El momento máximo puede corresponder a otra situación de proyecto diferente de la situación permanente en la que se quiere calcular la flecha.

6.7.6.1.2.1 Inercia fisurada I_f flexión simple.

Para calcular la inercia fisurada I_f es necesario determinar a partir de las ecuaciones de equilibrio, compatibilidad y comportamiento, la posición x de la fibra neutra de la sección.

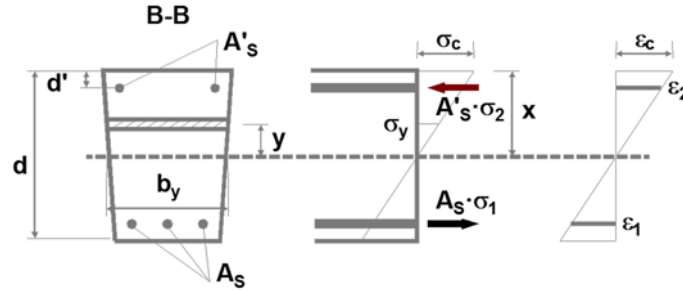


Figura 6-19. Cálculo de inercia fisurada. Equilibrio en la sección.

Para flexión simple:

Equilibrio (1)

$$\int_0^x b(y) \cdot \sigma(y) \cdot dy + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} - A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 0 \quad (6-86)$$

$$\int_0^x b(y) \cdot \sigma(y) \cdot y \cdot dy + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot (x - d') + A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \cdot (d - x) = M_k \quad (6-87)$$

Compatibilidad (2)

Hip. Bernoulli

$$\frac{\varepsilon(y)}{y} = \frac{\varepsilon_{s2}}{x - d'} = \frac{\varepsilon_{s1}}{d - x} = \frac{\varepsilon_c}{x} = C \quad (6-88)$$

Comportamiento (3)

Ley de Hooke

$$\sigma_c = E_c \cdot \varepsilon_c; \sigma(y) = E_c \cdot \varepsilon(y); \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \quad (6-89)$$

Si tenemos en cuenta las ecuaciones (6-88) y (6-89).

$$\frac{\sigma(y)}{y} = \frac{\sigma_{s2}}{n \cdot (x - d')} = \frac{\sigma_{s1}}{n \cdot (d - x)} = \frac{\sigma_c}{x} = \phi \quad (6-90)$$

Siendo n el coeficiente de homogeneización:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (6-91)$$

E introducimos la (6-91) en la (6-89).

$$\int_0^x b(y) \cdot y \cdot dy + n \cdot A_{s2} \cdot (x - d') - n \cdot A_{s1} \cdot (d - x) = 0 \quad (6-92)$$

6.7.6.1.2.2 Inercia equivalente I_{es} en piezas pretensadas.

La EHE-08 en su anejo 8.4 propone un método simplificado para el cálculo de flechas instantáneas en piezas pretensadas o construidas por fases.

La fórmula de Branson que consta en el punto 50.2.2 EHE-08, para el cálculo de la flecha instantánea en el caso de vigas de hormigón armado construidos en una sola fase puede generalizarse para el caso de piezas pretensadas, ejecutadas en una o varias fases, o compuestas por elementos prefabricados y hormigón vertido in situ, como son las placas alveolares pretensadas. La inercia equivalente de la sección considerada se puede obtener mediante la expresión:

$$I_{es} = \left(\frac{M_f - M_0}{M_a - M_0} \right)^3 \cdot I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f - M_0}{M_a - M_0} \right)^3 \right] \cdot I_f \neq I_b \quad (6-93)$$

$$M_f = W \cdot (f_{cf,fl} + \sigma_{cp}) + M_v \cdot \left(1 - \frac{W}{W_v} \right) \quad (6-94)$$

$$M_0 = P \cdot e \cdot \beta + M_v \cdot (1 - \beta) \quad (6-95)$$

donde

W	es el módulo resistente respecto de la fibra más traccionada de la sección.
$W = W_v$	en el caso de construcción no apeada cuando se calcula la flecha bajo el peso propio o el hormigón vertido en obra.
$W = W_f$	en cualquier etapa de construcción apeada o en servicio.
σ_{cp}	es la tensión previa en la fibra inferior debida al pretensado.
M_v	momento que actúa en la pieza prefabricada antes de trabajar conjuntamente con el hormigón in situ que para construcción no apeada es el momento debido al peso propio de la pieza y al peso del hormigón in situ, para construcción apeada, cero si la pieza es armada y el momento debido al peso propio si es pretensada y cero en las secciones extremas sometidas a negativos.

M_0	es un momento asociado a la situación de curvatura nula de la sección.
P	es la fuerza de pretensado, si existe, que puede adoptarse igual al 90% de la fuerza inicial P_0 .
e	es la excentricidad del tendón equivalente, en valor absoluto, respecto del c.d.g. de la sección de la pieza.
β	es la relación entre la inercia bruta de la sección del forjado en la fase constructiva en la que se calcula la flecha y la inercia bruta de la sección de la pieza prefabricada (≥ 1). En construcción no apeada, cuando se calcula la flecha bajo el peso propio de la misma o del hormigón vertido en obra, $\beta=1$.

Así el valor de la inercia fisurada I_f para una pieza pretensada se obtendrán como:

$$I_f = I_{f0} + \alpha \cdot (I_b - I_{f0}) \leq I_b \quad (6-96)$$

$$\alpha = \frac{\sigma_{cp}}{\frac{M_v}{W_v} + \frac{M_a - M_v}{W_f} - f_{ct,f}} \quad (6-97)$$

Las restricciones que se impondrán que influyen en el valor de la deformación máxima, se establecerán fijándolos términos de rigidez fisurada y rigidez bruta de la placa, según Tabla 6-9.

Tabla 6-9. Restricciones de rigidez.

	Tipo	Descripción
r.r.1	Restricción (6)	$E \cdot I_f$ Rigidez fisurada
r.r.2	Restricción (6)	$E \cdot I_b$ Rigidez bruta

6.7.6.1.2.3 Restricción de $E \cdot I$ relacionada con el M_{Ed}

La restricción $E \cdot I_{ni} \leq E \cdot I_{eq}(x_i)$ (6) asociada a la inercia necesaria también puede ponerse en función de M_{Edi} , en este caso el momento de servicio para el que se comprueba la flecha corresponde a la combinación casi-permanente del nivel de carga considerado $p_c(x_i) = \gamma_G \cdot (g_1(x_i) + g_2) + \gamma_Q \cdot \psi_2 \cdot q$.

Imponiendo la condición de limitación de la flecha total a plazo infinito se tiene:

$$f_\infty \leq f_{adm,\infty} \quad (6-98)$$

$$f_{adm,\infty} = \min\left(\frac{l}{250}; 1 + \frac{l}{500}\right) \quad (6-99)$$

$$f_\infty = f_i(p(x_i)) + \lambda \cdot f_i(p_c(x_i)) \quad (6-100)$$

$$f_\infty = \frac{5}{384} \frac{(p(x_i) + \lambda \cdot p_c(x_i)) \cdot l^4}{E \cdot I_{ni}} \quad (6-101)$$

$$EI_{ni} \geq \frac{5}{384} \cdot \frac{(p(x_i) + \lambda \cdot p_c(x_i)) \cdot (8 \cdot M_{di} / p_d(x_i))^2}{f_{adm,\infty}} \quad (6-102)$$

$$p(x_i) = 1,0 \cdot (g_1(x_i) + g_2) + 1,0 \cdot q \quad (6-103)$$

$$p_c(x_i) = 1,0 \cdot (g_1(x_i) + g_2) + 1,0 \cdot \psi_2 \cdot q; \quad \psi_2 = 0,3 \quad (6-104)$$

λ se ha estimado suponiendo que la puesta en carga de g_1 es para $t_1=0$, que g_2 actúa a partir de $t_2=2$ meses y que la carga variable q se aplica en el instante $t_q=12$ meses. λ se puede estimar para cualquier otra historia de carga (t_1, t_2, t_q) .

$$\lambda = \frac{\xi_1 \cdot g_1 + \xi_2 \cdot g_2 + \xi_q \cdot q}{g_1 + g_2 + q} = \frac{2,0 \cdot g_1 + 1,0 \cdot g_2 + 0,6 \cdot q}{g_1 + g_2 + q} \quad (6-105)$$

La inercia equivalente disponible de la sección del elemento i , I_{ei} , se determina con la fórmula de interpolación de Branson adaptada para el caso de pretensado.

$$I_{ei} = \left(\frac{M_{fi} - M_{0i}}{M_{ai} - M_{0i}} \right)^3 \cdot I_b(\underline{x}_i) + \left(1 - \frac{M_{fi} - M_{0i}}{M_{ai} - M_{0i}} \right)^3 \cdot I_f(\underline{x}_i) \neq I_b(\underline{x}_i) \quad (6-106)$$

$$M_{0i} = M_0(\underline{x}_i) = P_k(\underline{x}_i) \cdot e(\underline{x}_i) \quad (6-107)$$

$$M_{ai} = M_{ai}(\underline{x}_i) = p_c(\underline{x}_i) \cdot l^2 / 8 = M_{Edi} \cdot p_c(\underline{x}_i) / p(\underline{x}_i) \quad (6-108)$$

$$M_{fi} = M_f(\underline{x}_i) = W_1(\underline{x}_i) \cdot (f_{cm,fl} + \sigma_{cpli}) \quad (6-109)$$

$$f_{cm,fl} = \max\{(1,6 - h/1000) \cdot f_{ct,m}; f_{ct,m}\} \quad (6-110)$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (6-111)$$

$$\sigma_{cpli} = 0,95 \cdot \left(\frac{P_k(\underline{x}_i)}{A_c(\underline{x}_i)} + \frac{P_k(\underline{x}_i) \cdot e(\underline{x}_i)}{W_1(\underline{x}_i)} \right) \quad (6-112)$$

$$I_f(\underline{x}_i) = I_{f0}(\underline{x}_i) + \alpha \cdot (I_b(\underline{x}_i) - I_{f0}(\underline{x}_i)) \neq I_b(\underline{x}_i) \quad (6-113)$$

$$\alpha = \frac{\sigma_{cpl1}}{M_{ai} / W_{1i} - f_{cm,fl}} \quad (6-114)$$

La inercia fisurada sin pretensado I_{f0} se puede determinar para una sección rectangular como:

$$I_{f0} = n \cdot A_p \cdot (d - x) \cdot (d - x / 3) \quad (6-115)$$

$$x / d = n \cdot \rho_1 \cdot (-1 + \sqrt{1 + 2 / (n \cdot \rho_1)}) \quad x \leq h_2 \quad (6-116)$$

De este modo la condición (6) puede ponerse como:

$$\frac{5}{384} \cdot \frac{p_c(\underline{x}_i) \cdot (8 \cdot M_{ai} / p_d(\underline{x}_i))^2}{f_{adm,\infty}} \leq \min \left\{ \left(\frac{M_{fi} - M_{0i}}{M_{ai} - M_{0i}} \right)^3 \cdot I_b(\underline{x}_i) + \left(1 - \frac{M_{fi} - M_{0i}}{M_{ai} - M_{0i}} \right)^3 \cdot I_f(\underline{x}_i); I_b(\underline{x}_i) \right\} \quad (6-117)$$

$$0,8333 \cdot \frac{p_c(\underline{x}_i) \cdot (M_{di} / p_d(\underline{x}_i))^2}{f_{adm,\infty}} \leq \min \left\{ \left(\frac{M_{fi} - M_{0i}}{M_{ai} - M_{0i}} \right)^3 \cdot I_b(\underline{x}_i) + \left(1 - \frac{M_{fi} - M_{0i}}{M_{ai} - M_{0i}} \right)^3 \cdot I_f(\underline{x}_i); I_b(\underline{x}_i) \right\} \quad (6-118)$$

6.7.6.2 E.L.S. Fisuración. EHE-08.49.

Bajo la combinación más desfavorable de acciones correspondiente a la fase en estudio, las tensiones de compresión en el hormigón deben cumplir:

$$\sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck,j} \quad (6-119)$$

cálculos relativos al Estado Límite de Descompresión consistente en la comprobación de que, bajo la combinación de acciones correspondiente a la fase en estudio, no se alcanza la descompresión del hormigón en ninguna fibra de la sección. En general se refiere a la fibra inferior precomprimida.

La comprobación general del Estado Límite de Fisuración por tracción consiste en satisfacer la siguiente indicación:

$$w_k \leq w_{m\acute{a}x}$$

donde

w_k abertura característica de fisura.

$w_{m\acute{a}x}$ abertura máxima de fisura

Tabla 6-10. Abertura de fisura en función del ambiente.

Clase de exposición	$w_{m\acute{a}x}$ (mm)	
	Hormigón armado	Hormigón pretensado
I	0,4	0,2
IIa, IIb, H	0,3	0,2 ¹
IIIa, IIIb, IV, F	0,2	Descompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0,1	

¹Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación de acciones cuasipermanente.

En elementos de hormigón armado, en ausencia de requerimientos específicos (estanquidad, etc.), y bajo la combinación de acciones cuasi permanentes, las máximas aberturas de fisura para los distintos ambientes

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \gamma_p \cdot P_k + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0i} \cdot Q_{k,i} \quad (6-120)$$

En elementos de hormigón pretensado, en ausencia de requerimientos específicos, y bajo la combinación de acciones frecuentes, las máximas aberturas de fisura para los distintos ambientes.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} \cdot G_{k,j}^* + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_{Q1} \cdot \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6-121)$$

Para secciones pretensadas con armadura activa adherente y armadura pasiva, el cálculo de la abertura de fisura se realiza como si se tratase de una sección de hormigón armado teniendo en cuenta la acción del pretensado como una acción exterior y la armadura pasiva existente en la sección.

Como alternativa, para secciones pretensadas con armadura adherente y sin armadura pasiva, de forma simplificada, si el incremento de tensión de la armadura activa debido a la acción de las cargas exteriores es inferior a 200 N/mm^2 , se supone que no se ha alcanzado una abertura de fisura superior a $0,2 \text{ mm}$. (EHE-08).

En los forjados con losas alveolares pretensadas, puede suponerse que no se ha alcanzado una fisuración mayor que $0,2 \text{ mm}$ si el incremento de tensión en la armadura activa, debido a las acciones exteriores, considerada la fuerza de pretensado a partir de la situación de descompresión, es menor que 200 N/mm^2 .

La determinación de las tensiones en la armadura se hace a partir de la determinación del campo de deformaciones y de las ecuaciones de comportamiento del material para el caso de sección fisurada. De forma aproximada, EHE-08 propone, para secciones armadas sometidas a flexión simple.

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{fis}}{0,8 \cdot d \cdot A_s} \quad (6-122)$$

$$\sigma_s = \frac{M_k}{0,8 \cdot d \cdot A_s} \quad (6-123)$$

6.7.6.2.1 Cálculo de tensiones.

Para el caso de forjados con piezas prefabricadas de hormigón armado propone:

$$\sigma_s = \frac{M_a}{0,8 \cdot h \cdot A_s} + \sigma_{s0} \cdot \left(1 - \frac{h_v}{h}\right) \quad (6-124)$$

Siendo:

- M_a momento flector máximo, que a lo largo de toda la historia de carga, haya solicitado la sección.
- h_v canto de la vigueta

h_f	canto del forjado módulo resistente del forjado respecto de su fibra inferior. (traccionada)
σ_{s_0}	tensión en la armadura pasiva principal de tracción debida al momento máximo M_v que ha solicitado la vigueta antes de la solidarización. si la vigueta fisura bajo M_v
	$\sigma_{s_0} = \frac{M_v}{0,8 \cdot h_v \cdot A_s} \quad (6-125)$
	si no fisura bajo M_v
	$\sigma_{s_0} = \frac{M_v}{W_v} \cdot n \cdot \left(1 - \frac{d'}{y_1}\right) \quad (6-126)$
A_s	Área de la armadura pasiva de tracción.
y_1	Distancia del c.d.g. de la vigueta a la fibra más traccionada
d'	Recubrimiento mecánico de la armadura
n	Coefficiente de equivalencia, E_s/E_c
W_v	Módulo resistente del elemento prefabricado respecto de su fibra inferior (traccionada).

Para el caso de forjados de placas alveolares pretensadas puede adoptarse para la abertura de fisura w_k el valor:

$$w_k \text{ (mm)} = 10^{-3} \cdot \Delta\sigma_p \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\Delta\sigma_p = \frac{M_a - M_{fis}}{0,8 \cdot h \cdot A_p} \quad (6-127)$$

$$M_{fis} = W_f \cdot (f_{ct,fl} + \sigma_{cp}) - M_v \cdot \left(\frac{W_f}{W_v} - 1\right) \quad (6-128)$$

Donde:

M_a	Momento flector máximo, que a lo largo de toda la historia de carga, haya solicitado la sección.
M_v	Momento flector máximo sobre el elemento prefabricado aislado antes de la solidarización.

- W_v Módulo resistente del elemento prefabricado respecto de su fibra inferior. (traccionada)
- W_f Módulo resistente del forjado respecto de su fibra inferior. (traccionada)
- σ_{ep} Tensión producida por el pretensado en la fibra inferior del elemento prefabricado.
- A_p Área de la armadura activa.

Para una abertura de fisura de $0,2 \text{ mm}$; $\Delta\sigma_p = 200 \text{ N / mm}^2$

Así,

$$M_a = \Delta\sigma_p \cdot 0,8 \cdot h \cdot A_p + M_f \quad (6-129)$$

$$M_{0,2\text{mm}} = 200 \cdot 0,8 \cdot h \cdot A_p + M_f = 160 \cdot h \cdot A_p + M_f \quad (6-130)$$

Las restricciones asociadas al estado límite de servicio se muestran en la Tabla 6-11.

Tabla 6-11. Restricciones del Estado límite de Servicio.

	Tipo	Descripción
r.f.1	<i>Restricción (5)</i>	M_0
r.f.2	<i>Restricción (5)</i>	M_{fis}
r.f.3	<i>Restricción (5)</i>	M_0'
r.f.4	<i>Restricción (5)</i>	$M_{0,2}$

6.7.6.2.1.1 Restricción de $M_{Rd,s}$ relacionada con el M_{Ed} .

La restricción $M_{Edi,s} \leq M_{Rd,s}(x_i, w_{\max}(A))$ (5) relativa a la fisuración se establece a partir del momento de servicio en situación frecuente que es la que se utiliza para hormigón pretensado, el valor de la carga frecuente para el estado de cargas de diseño vale:

$$p_{fi} = p_f(x_i) = \gamma_G \cdot (g_1(x_i) + g_2) + \gamma_Q \cdot \psi_1 \cdot q; \quad \psi_1 = 0,7 \quad (6-131)$$

De este modo el momento de servicio $M_{Edi,s}$ puede estimarse a partir de M_{Edi} como $M_{Edi,s} = M_{Edi} \cdot (p_f(x_i) / p_d(x_i))$ y la condición (5) puede ponerse como se indica en la Tabla 6-12.

Tabla 6-12. Tabla relacional de los momentos de servicio con las combinaciones características y el ambiente.

$M_{Rd,s}(x_i, w_{\max}(A)) =$	COMB. ACCIONES	AMBIENTE
$M_0 = W_{li} \cdot \sigma_{cpl_i}$	$p_f(x_i)$	IIIa, IIIb, IIIc, IV Q_a, Q_b, Q_c, F
$M_{02+} = 0,95 \cdot P_n(x_i) \cdot \left(\frac{I_{di}}{S_{di}} - d_i + y_{2i} + e_i \right)$	$p_c(x_i)$	IIa, IIb, H
$M_{02} = W_{li} \cdot (\sigma_{cpl_i} + f_{ctm,fl}) + 160 \cdot h \cdot A_{pi}$	$p_f(x_i)$	I
$M_{fis} = W_{li} \cdot (\sigma_{cpl_i} + f_{ctm,fl})$		

En el caso de ambientes IIa, IIb y H la comprobación relativa a M_{02+} se hace para la combinación cuasi permanente, lo que supone un momento:

$$M_{dsi} = M_{di} \cdot (p_c(x_i) / p_d(x_i)) \quad (6-132)$$

Siendo:

$$p_c(x_i) = \gamma_G \cdot (g_1(x_i) + g_2) + \gamma_Q \cdot \psi_2 \cdot q \quad (6-133)$$

$$I_{di} = \int_0^{d_i} b(y) \cdot (d_i - y)^2 \cdot dy \quad (6-134)$$

$$S_{d_i} = \int_0^{d_i} b(y) \cdot (d_i - y) \cdot dy \quad (6-135)$$

$$\sum F = 0 \quad \int_0^{d_i} \sigma(y) \cdot b(y) \cdot dy = 0,95 \cdot P_n \quad (6-136)$$

$$\sigma(y) = \frac{\sigma_2}{d_i} \cdot (d_i - y) \quad (6-137)$$

$$\frac{\sigma_2}{d_i} = \frac{0,95 \cdot P_n}{\int_0^{d_i} b(y) \cdot (d_i - y) \cdot dy} \quad (6-138)$$

$$\sum M = 0 \quad M_{02+} = \int_0^{d_i} \sigma(y) \cdot b(y) \cdot (d_i - y) \cdot dy - 0,95 \cdot P_n \cdot (d_i - y_{2i} - e_i) \quad (6-139)$$

6.7.7 Estados Límite Últimos.

6.7.7.1 E.L.U. solicitaciones normales.

Cuando la placa no está cargada, las barras de acero se encuentran tensadas, mientras que el hormigón está a compresión, debido al pretensado.

Debido a la posición excéntrica de las armaduras respecto al eje neutro del hormigón, el esfuerzo de compresión es mayor en la parte inferior de la losa.

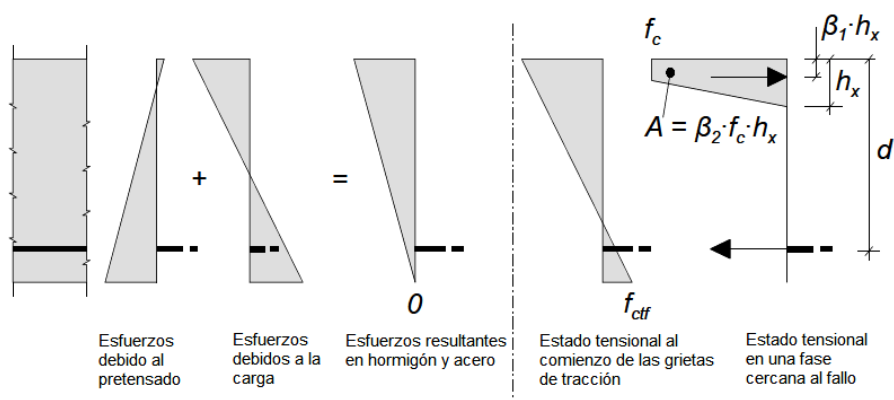


Figura 6-20. Evolución del estado tensional en la losa alveolar.

Cuando comienza a ser cargada la sección, la tensión de compresión en la cara inferior de la losa debida al pretensado se reduce hasta llegar a ser incluso de tracción. En un momento determinado, cuando el hormigón no sea capaz de soportar los esfuerzos de tracción, comienzan a aparecer grietas de forma perpendicular a la dirección de las tensiones; son las conocidas grietas de tracción y crecen desde la cara inferior hacia arriba.

No obstante, la aparición de grietas de flexión no implica el fallo súbito de la losa. Este hecho se debe a que los cables de acero soportan los esfuerzos de tracción, siendo éstos aumentados localmente por la aparición de la grieta. Así pues, es necesario diseñar losas armadas de tal forma que los cables no lleguen a alcanzar su resistencia máxima que implicaría la rotura.

En consecuencia, un aumento de la carga implica un aumento de la tensión en las armaduras y de la tensión de compresión en la zona superior de hormigón. Las losas alveolares están diseñadas con el fin de que los cables alcancen su límite elástico antes de que el hormigón falle a compresión, lo que implica una gran ductilidad y deflexión de la losa antes de la rotura de los cables.

En los forjados de losas alveolares pretensadas, las secciones sometidas a solicitaciones normales, por momentos positivos o negativos, se calcularán sus M_u , según lo establecido en EHE-08.42. Si, además, existe esfuerzo axial se considerará en el cálculo.

El agotamiento de una sección de hormigón armado o pretensado se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección definidas por los dominios de deformación de agotamiento.

En el caso de flexión simple o compuesta el agotamiento de una sección de hormigón de resistencia normal se da cuando se alcanza una de las dos siguientes situaciones límite:

- 1) Cuando la deformación de la fibra más comprimida de hormigón alcanza el 3,5‰.
- 2) Cuando la deformación de la armadura más traccionada alcanza el 10‰. (Esta condición no la incluye el Eurocódigo 2)

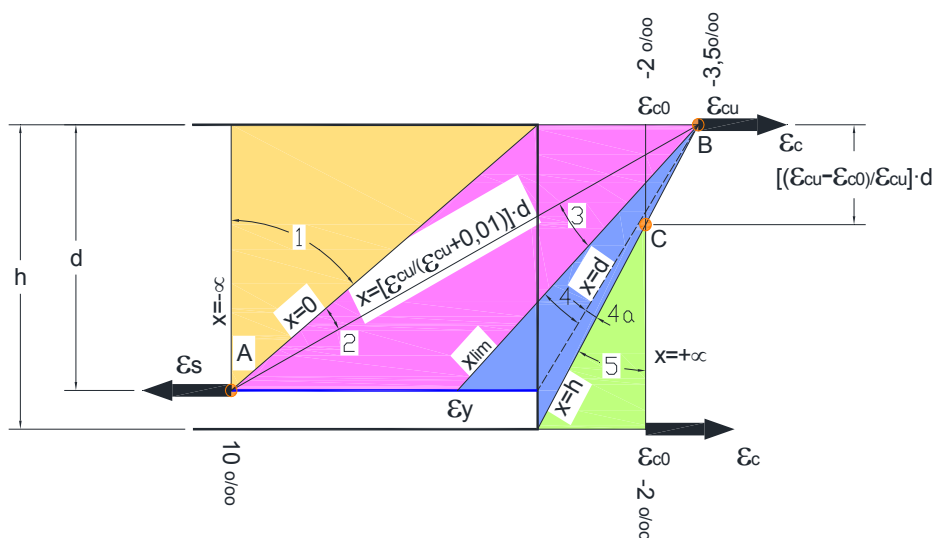


Figura 6-21. Dominios de cálculo de secciones de hormigón armado.

6.7.7.1.1 Flexión simple o compuesta

Si se identificas estos puntos de deformación en el esquema de los dominios de cálculo, nos situaríamos en los puntos mostrados en la Figura 6-22.

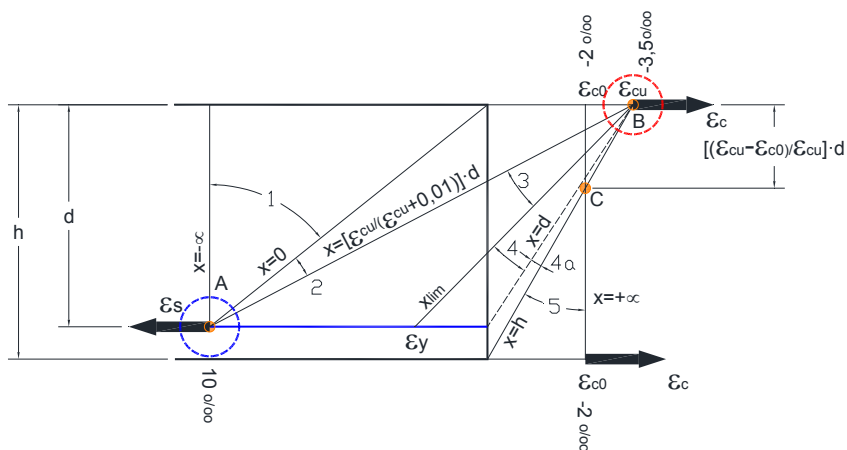


Figura 6-22. Rotura frágil y rotura dúctil

A partir de las condiciones anteriores y asumiendo que las deformaciones en una sección de hormigón siguen una ley plana, (esta es la hipótesis de Bernouilli que es válida para piezas en las que $L_0/h > 2$, siendo L_0 es la distancia entre puntos de momento nulo), se tienen los siguientes dominios de los posibles planos de deformación correspondientes al agotamiento de la sección en flexión simple o compuesta (dominios 2,3 y 4).

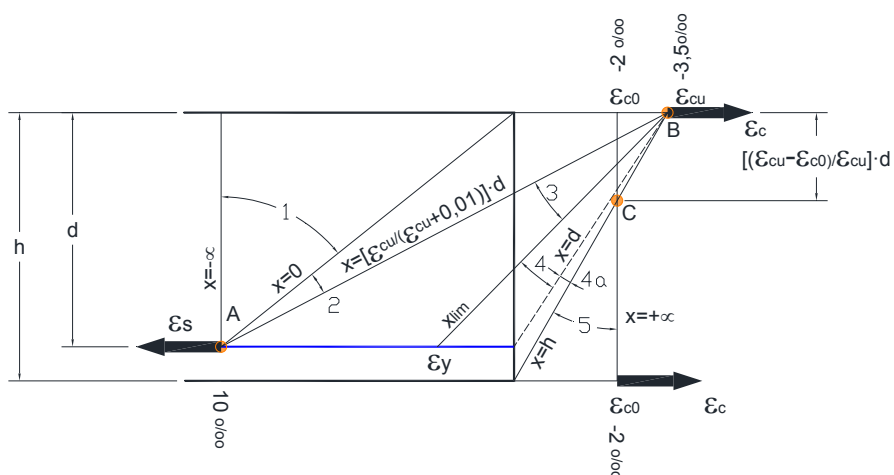


Figura 6-23. Dominios de cálculo.

6.7.7.1.1.2 Deformaciones de las armaduras activas

Las deformaciones totales ε_p de las armaduras activas adherentes (A_p) deben considerar, además de la deformación que se produce en la fibra correspondiente en el plano de deformación en el agotamiento (ε_0), la deformación producida por el pretensado (ε_{p0}) y la deformación por descompresión (ε_{cp}).

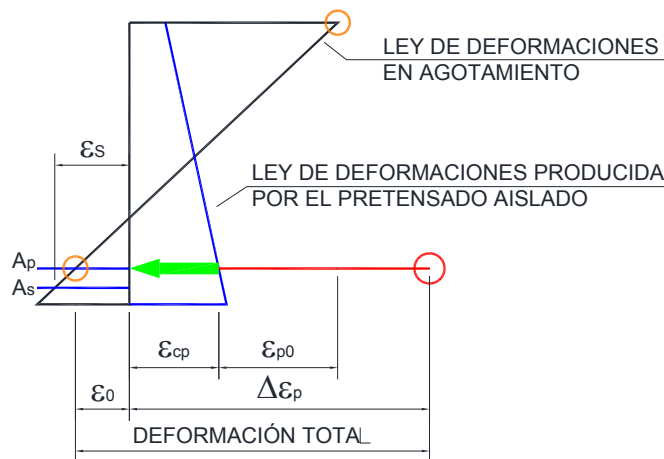


Figura 6-24. Leyes de tensiones en la sección transversal del elemento pretensado. Fuente Miguel [10].

Las deformaciones totales de las armaduras activas adherentes se obtienen sumando a la deformación ε_0 del hormigón que las envuelve, considerada a partir del Estado de Neutralización, el término:

$$\Delta \varepsilon_p = \varepsilon_{cp} + \varepsilon_{p0} \quad (6-140)$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_0 + \Delta \varepsilon_p = \varepsilon_0 + (\varepsilon_{cp} + \varepsilon_{p0}) \quad (6-141)$$

donde:

ε_{cp} es la deformación del hormigón bajo la acción aislada del pretensado total en la fase considerada teniendo en cuenta las pérdidas calculadas en la sección homogeneizada y

ε_{p0} es la deformación de la armadura activa adherente en la misma situación anterior.

6.7.7.2 Comportamiento: tensiones-deformaciones.

O se dispone de un diagrama característico garantizado facilitado por el fabricante o se adopta el de la siguiente expresión para la determinación de ε_{p0} .

$$\begin{aligned} \varepsilon_{p0} &= \frac{\sigma_p}{E_p} & \sigma_p &\leq 0,7 \cdot f_{pd} \\ \varepsilon_{p0} &= \frac{\sigma_p}{E_p} + 0,823 \cdot \left(\frac{\sigma_p}{f_{pd}} - 0,7\right)^5 & \sigma_p &> 0,7 \cdot f_{pd} \end{aligned} \quad (6-142)$$

Habitualmente para mayor simplicidad se adopta un diagrama elastoplástico:

$$\sigma_p = E_p \cdot \varepsilon_p \quad \forall \varepsilon_p \leq \varepsilon_{p0} \quad \sigma_p = f_{pd} \quad \forall \varepsilon_p > \varepsilon_{p0} \quad (6-143)$$

Se acepta como simplificación si $\varepsilon_p > 0,002 + f_{pd}/E_p \rightarrow \sigma = f_{pd}$. EHE-08. 38.7.a, b.

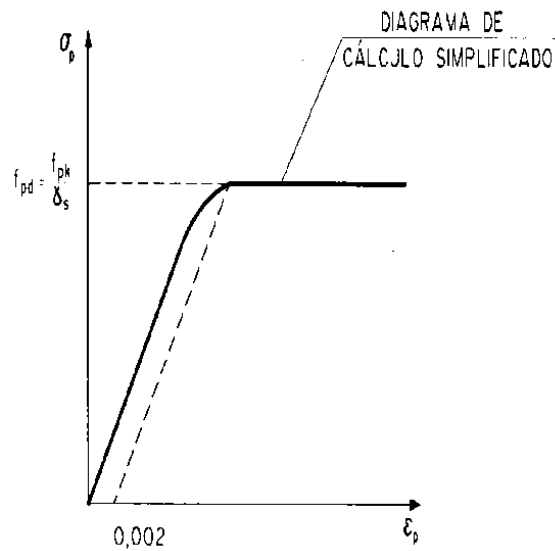


Figura 6-25. Diagrama de cálculo simplificado

6.7.7.3 E.L.U. de agotamiento por solicitaciones normales.

La condición de equilibrio de la sección puede ponerse como: $C = (f_{cd} \cdot S) = T$, donde S es el área comprimida de la sección de hormigón y T es la tracción de la armadura. ($y=0,8 \cdot x$).

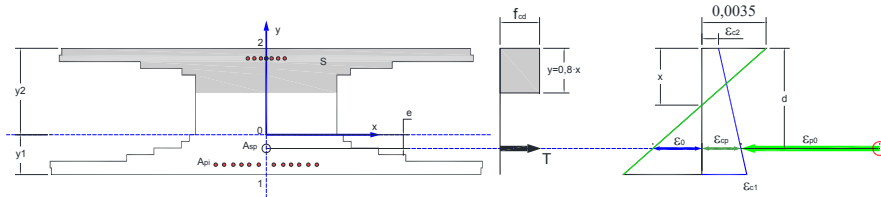


Figura 6-26. Diagrama de equilibrio de deformaciones en la sección.

La sección compuesta se da después de la solidarización entre el hormigón prefabricado y el hormigón vertido en obra. Posteriormente se desapuntala el forjado y entra en funcionamiento la sección compuesta.

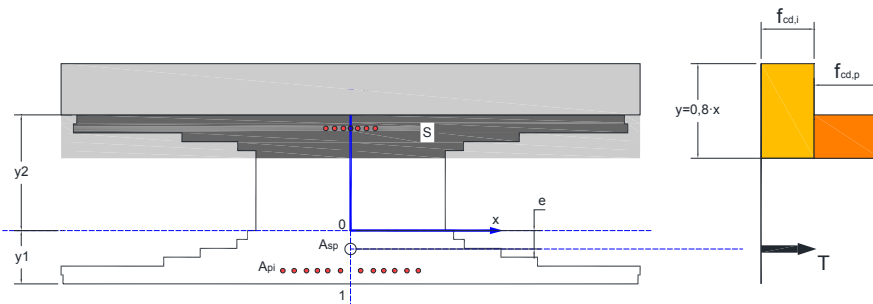


Figura 6-27. Diagrama rectangular sección compuesta.

A efectos de cálculo llevamos a cabo la siguiente simplificación.

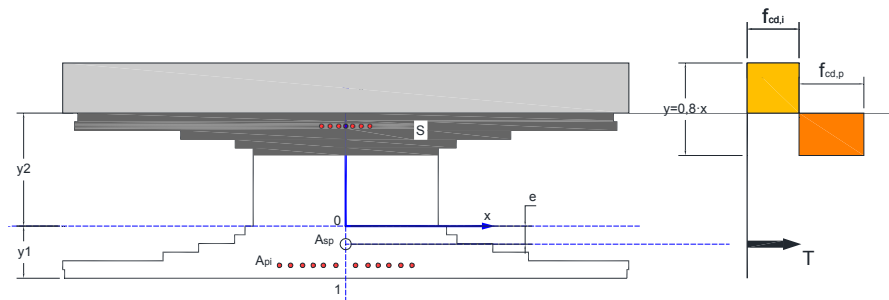


Figura 6-28. Diagrama rectangular para sección compuesta simplificado.

Para bajas cuantías de armadura como es el caso de viguetas o losas y un ancho b del bloque de compresiones igual al intereje y la profundidad del bloque de compresiones "y", suele estar situada en la losa superior (losa de compresión), lo que simplifica considerablemente los cálculos (pudiendo asimilarse la sección a una rectangular).

Este tipo de sección se agota habitualmente con un plano de deformaciones dentro del dominio 2, es decir la armadura más traccionada alcanza una deformación de 10‰ antes de que el hormigón más comprimido alcance el 3,5‰.

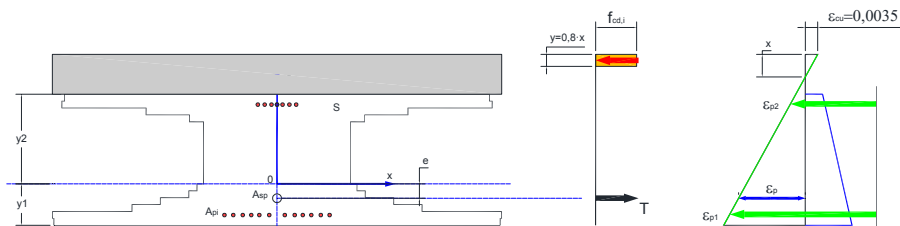


Figura 6-29. Diagrama de tensiones en la sección y equilibrio de esfuerzos.

$$C = T \quad (6-144)$$

$$f_{cd} \cdot b \cdot y = A_p \cdot f_{pd} \quad (6-145)$$

$$y = \frac{A_p \cdot f_{pd}}{f_{cd} \cdot b} \quad (6-146)$$

Se determina le momento último:

$$M_u = T \cdot z = (A_p \cdot f_{pd}) \cdot (h - h_p - y / 2) \quad (6-147)$$

En nuestro caso el momento último es el que podemos utilizar para relacionar todas las restricciones de cálculo.

$$M_{Ed,i} = M_u \quad (6-148)$$

Así, la restricción asociada al cumplimiento del estado límite último de resistencia se muestra en la Tabla 6-13.

Tabla 6-13. Restricción de Estado límite Último Resistencia.

	Tipo	Descripción
r.u.m.1	Restricción (8)	$M_{Ed,1}$

6.7.7.4 E.L.U. cortante. EHE.44.

Si suponemos un trozo de placa alveolar, comprendida entre una fisura y el apoyo, el conjunto de fuerzas que componen la resistencia a cortante se muestran a continuación (Figura 6-30).

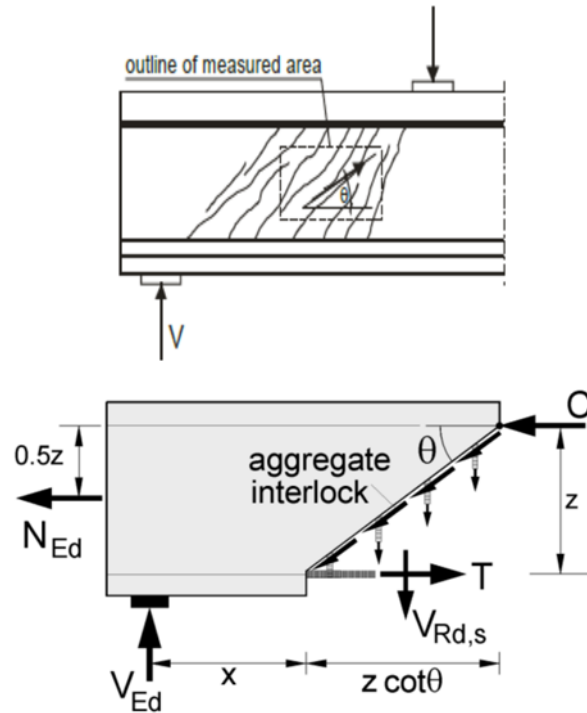


Figura 6-30. Conjunto de fuerzas que componen la resistencia a cortante.

El Estado Límite de Agotamiento por esfuerzo cortante se puede alcanzar, ya sea por agotarse la resistencia a compresión del alma, o por agotarse su resistencia a tracción.

En consecuencia, es necesario comprobar que se cumple simultáneamente:

- Compresión oblicua del alma: $V_{rd} \leq V_{u1}$
- Tracción en el alma $V_{rd} \leq V_{u2}$

El caso de las placas alveolares pretensadas estudiado, se corresponde con elementos que no disponen de armadura de cortante, por tanto a la hora de determinar la capacidad de la sección en E.L.U. de Cortante por Tracción en el alma (V_{u2}) deberemos contemplar

dos situaciones, aquella en la comprobación se realice en una sección fisurada o sin fisurar.

Este punto a efecto de cálculo se tiene en cuenta comprobando si el momento de cálculo M_d en la sección de cálculo es mayor o menor que $M_{fis,d}$ el momento fisurado de cálculo.

Otra zona sensible es la junta longitudinal de las placas alveolares que se encuentra rellena de hormigón vertido In Situ.

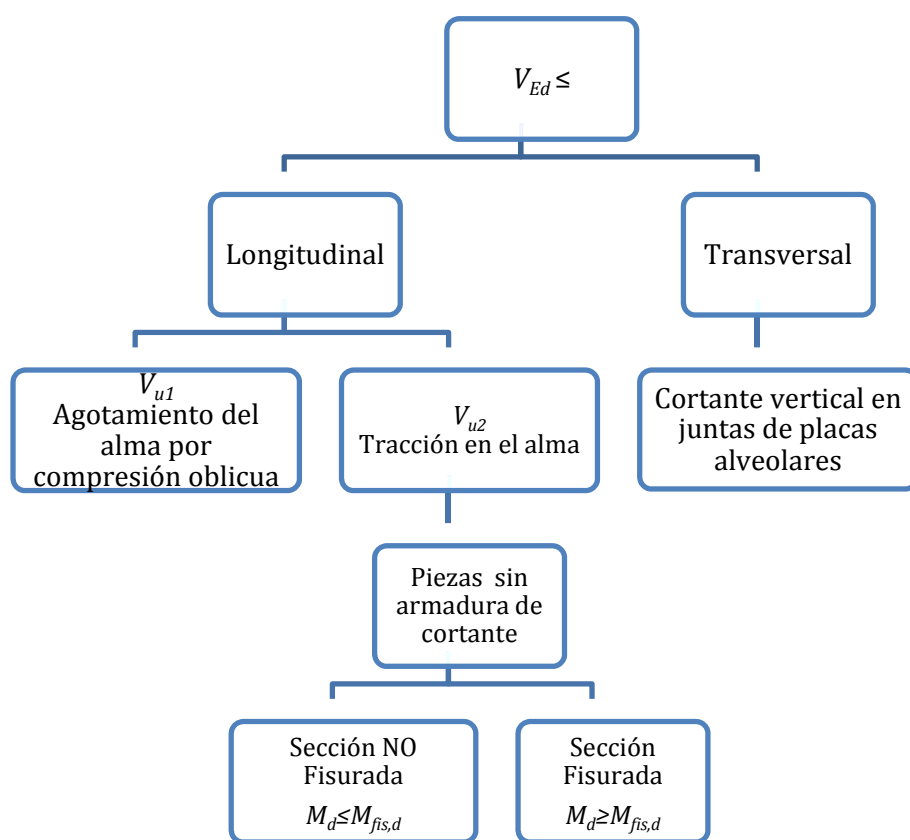


Figura 6-31. Esquema de comprobación del cortante.

6.7.7.4.1.1 E.L.U. Cortante por compresión oblicua del alma. V_{u1} . EHE-08 44.2.3.1

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma, V_{u1} , se deduce de la expresión siguiente:

$$V_{ul} = K \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{\cot g \theta + \cot g \alpha}{1 + \cot g^2 \theta} \quad (6-149)$$

$$K = \frac{5}{3} \left(1 + \frac{\sigma'_{ul}}{f_{cd}} \right) \geq 1,00 \quad (6-150)$$

siendo

- b_0 el ancho mínimo del nervio
- f_{cd} la resistencia del hormigón a compresión $f_{cd} = 0,60 \cdot f_{cd}$
- $\cot g \theta$ $0,5 \leq \cot g \theta \leq 2,0 \quad 63^\circ \leq \theta \leq 26^\circ$.

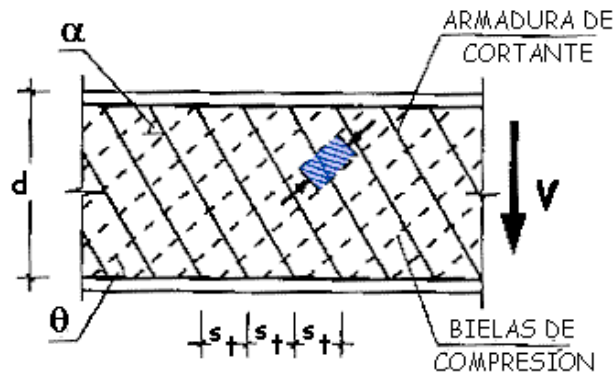


Figura 6-32. Cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma.

Se comprueba en el borde del apoyo.

Cuando existen varios grupos de armaduras transversales con distintas inclinaciones α_i , a los efectos del cálculo de V_{ul} podrá adoptarse como valor medio de $\cot g \alpha = (\sum A_i \cdot \cot g \alpha_i) / \sum A_i$ donde las A_i son áreas por unidad de longitud.

Para $\alpha = 90^\circ$ y $\theta = 45^\circ$,

$$V_{ul} = 0,6 \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot d \cdot (1/2) \quad (6-151)$$

En piezas sin armadura de cortante, como es el caso de las placas alveolares pretensada, no es necesario comprobar el agotamiento por compresión oblicua del alma.

6.7.7.4.1.2 E.L.U. cortante por tracción en el alma V_{u2} , EHE-08 44.2.3.

Los esfuerzos de agotamiento por tracción en el alma V_{u2} , en forjados sin armadura de cortante (transversal) pueden determinarse según EHE. 44.2.3.2.1.

El paso previo es determinar el momento de fisuración de cálculo:

$$M_{fis,d} = W \cdot f_{ct,k} / \gamma_c = W \cdot (0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}) / \gamma_c = W \cdot (0,14 \cdot f_{ck}^{2/3}) \quad (6-152)$$



Figura 6-33. Placa alveolar sin armadura de cortante.

6.7.7.4.1.3 PIEZA SIMPLE SIN ARMADURA DE CORTANTE

6.7.7.4.1.3.1 Zona $M_d \leq M_{fis,d}$ (no fisurada), EHE.44.2.3.2.1.1

En piezas con zona no fisurada esta comprobación se realizará en una sección situada a una distancia del borde del apoyo que se corresponde con la intersección del eje longitudinal de pasa por el centro de gravedad de la sección con una línea a 45° que parte del borde del apoyo. ($y=b/2+y_g$ del eje del apoyo).

Aplicando Jourawski-Collignon

$$\tau_d = \frac{V_d(y) \cdot S}{b_0 \cdot I} \leq \tau_u = \sqrt{f_{ct,d}^2 + \alpha_t(x) \cdot \sigma'_{cd} \cdot f_{ct,d}} \quad (6-153)$$

$$V_d(y) \leq V_{u2} = \frac{I \cdot b_0}{S} \cdot \sqrt{f_{ct,d}^2 + \alpha_t(x) \cdot \sigma'_{cd} \cdot f_{ct,d}} \quad (6-154)$$

$$V_d(b/2 + y_g) \leq V_{u2} = (b_0 \cdot \frac{I}{S}) \cdot \tau_u \quad (6-155)$$

siendo:

M_d el momento de cálculo de la sección
 $M_{fis,d}$ el momento de fisuración de la sección calculado con
 $f_{ct,d} = \frac{f_{ct,k}}{\gamma_c}$ y $f_{ct,k} = 0,7 \cdot f_{ct,m} = 0,7 \cdot (0,3 \cdot f_{ck}^{2/3})$

I	el momento de inercia de la sección transversal;
b_0	ancho del alma; (o de las almas).
S	el momento estático máximo de la sección transversal;
$f_{ct,d}$	la resistencia de cálculo a tracción del hormigón;
σ'_{cd}	la tensión media en el hormigón debida a la fuerza de pretensado;
α_l	coeficiente igual a $x / (1,2 \cdot \ell_{bpt}) \geq 1$ siendo:
x	la distancia, en mm, de la sección considerada al inicio de la longitud de transferencia.
ℓ_{bpt}	longitud de transferencia de la armadura activa de pretensado, en mm, que puede tomarse como: $\ell_{bpt} = \phi \cdot \sigma_p / 21$.
σ_p	es la tensión de pretensado, después de las pérdidas, en N/mm^2 ,
ϕ	es el diámetro de la armadura activa, en mm.

En cuanto al coeficiente α_l se adopta un valor entre 0 y 1, teniendo como finalidad el considerar la posible pérdida de tensión en el momento de la transferencia de las armaduras. Es importante principalmente en secciones dentro de la longitud de transferencia. Fellingner adopta valores entre 0,15 y 0,25.

$$\underline{\underline{\sigma}} = \begin{pmatrix} -\alpha \sigma'_{cd} & \tau_d \\ \tau_d & 0 \end{pmatrix} \quad (6-156)$$

Las tensiones principales σ se obtienen de la condición:

$$|\underline{\underline{\sigma}}(s)| = \begin{vmatrix} -\alpha \cdot \sigma'_{cd} - s & \tau_d \\ \tau_d & 0 - s \end{vmatrix} = 0 \quad (6-157)$$

De donde

$$s^2 + \alpha \cdot \sigma'_{cd} \cdot s - \tau_d^2 = 0 \quad (6-158)$$

$$s = \frac{1}{2} (-\alpha \cdot \sigma'_{cd} \pm \sqrt{(\alpha \cdot \sigma'_{cd})^2 + 4 \cdot \tau_d^2}) \quad (6-159)$$

La tensión principal de tracción valdrá $\frac{1}{2}(-\alpha \cdot \sigma'_{cd} \pm \sqrt{(\alpha \cdot \sigma'_{cd})^2 + 4 \cdot \tau_d^2})$ y que deberá ser menor que la resistencia a tracción del hormigón $f_{ct,d}$.

Esta condición de agotamiento se expresa como:

$$\frac{1}{2}(-\alpha \cdot \sigma'_{cd} \pm \sqrt{(\alpha \cdot \sigma'_{cd})^2 + 4 \cdot \tau_d^2}) \quad (6-160)$$

$$(\alpha \cdot \sigma'_{cd})^2 + 4 \cdot \tau_d^2 \leq (2 \cdot f_{ct,d} + \alpha \cdot \sigma'_{cd})^2 \quad (6-161)$$

$$(\alpha \cdot \sigma'_{cd})^2 + 4 \cdot \tau_d^2 \leq 4 \cdot f_{ct,d}^2 + (\alpha \cdot \sigma'_{cd})^2 + 4 \cdot \alpha \cdot \sigma'_{cd} \cdot f_{ct,d}$$

Así

$$\tau_d \leq \sqrt{f_{ct,d}^2 + \alpha \cdot \sigma'_{cd} \cdot f_{ct,d}} = \tau_u \quad (6-162)$$

Siendo esta la condición de agotamiento por cortadura del hormigón en la situación de pretensado sin fisuración en el supuesto de que la transmisión esté asegurada una fracción α .

De acuerdo a la EHE esta comprobación se realizará en una sección situada a una distancia del borde del apoyo que se corresponde con la intersección del eje longitudinal de pasa por el centro de gravedad de la sección con una línea a 45° que parte del borde del apoyo.



Figura 6-34. Rotura por cortante en el apoyo.

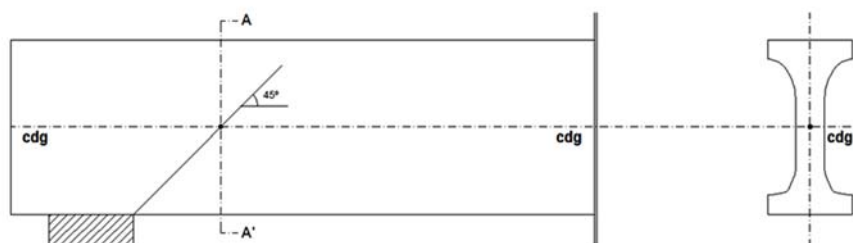


Figura 6-35 Situación del punto crítico según la EHE.

Otros autores, como Fellingner consideran el punto crítico a la altura de la sección con mínimo ancho del nervio:

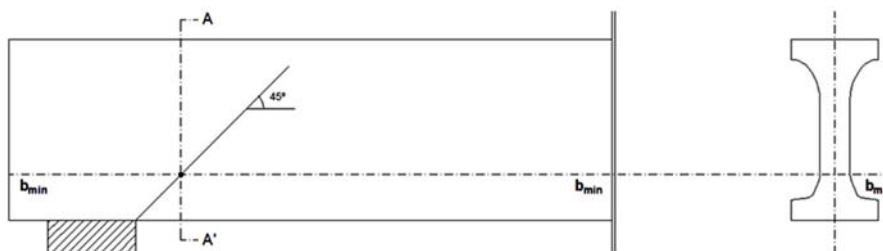


Figura 6-36. Situación del punto crítico según Fellingner.

En cambio, Walraven considera que el punto más probable a tener un fallo a cortante está situado a una distancia de medio canto respecto al borde del apoyo interceptando con la recta de 45° . Se trata de una consideración similar a la de la EHE, existiendo una pequeña diferencia puesto que las losas alveolares no son simétricas respecto a un eje horizontal.

Como se ha comentado anteriormente, toda la formulación vista arriba es de aplicación para secciones que no presenten fisuras. En caso de presentarlas es necesario seguir la formulación siguiente.

En la UNE-EN 1168:2006, se indica en su apartado 4.3.3.2.2.1 que en placas de canto superior a 450 mm , la resistencia a cortante, tanto en zonas fisuradas como en no fisuradas, debe reducirse un 10% con respecto a las ecuaciones y procedimientos que se proponen a continuación. También propone una modificación en la formulación para el cálculo del cortante en regiones no fisuradas de placas alveolares, que se detalla a continuación.

$$V_{Rdc} = \frac{I \cdot b_w(y)}{S_c(y)} \cdot \left[\sqrt{f_{ct,d}^2 + \sigma_{cp}(y) \cdot f_{ct,d}} - \tau_{cp}(y) \right] \quad (6-163)$$

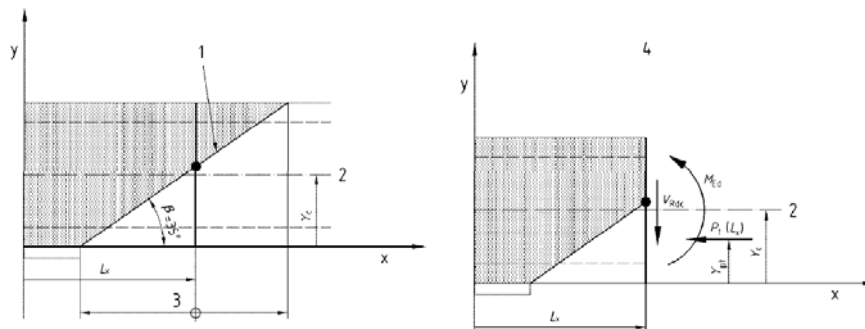
Siendo:

$$\sigma_{cp}(y) = \sum_{i=1}^n \left\{ \left[\frac{1}{A_i} + \frac{(Y_c - y)(Y_c - Y_{p_i})}{I} \right] \cdot P_i(l_x) \right\} - \frac{M_{Ed}}{I} \cdot (Y_c - y) \quad (6-164)$$

De valor positivo si está comprimido.

$$\tau_{cp}(y) = \frac{1}{b_w(y)} \cdot \sum_{i=1}^n \left\{ \left[\frac{A_c(y)}{A_i} - \frac{S_c(y) \cdot (Y_c - Y_{p_i})}{I} + C_{P_i}(y) \right] \cdot \frac{dP_i(l_x)}{dx} \right\} \quad (6-165)$$

Esta ecuación se debe aplicar con referencia a los puntos críticos de una línea de rotura que surge del borde del apoyo con un ángulo $\beta=35^\circ$ respecto al eje horizontal. El punto crítico es aquel punto de la línea citada donde el resultado de la expresión $V_{Rd,c}$ es menor.



Leyenda

- 1 Línea de rotura
- 2 Altura del eje central
- 3 Sección transversal considerada
- 4 Fuerzas en la sección transversal considerada

Figura 6-37. Esquema con el criterio de signos y nomenclatura.

M_{Ed}	el momento flector debido a carga vertical
I	el momento de inercia de la sección transversal;
$b_w(y)$	ancho del alma a la altura y
$S_c(y)$	el momento estático por encima de la altura “ y ” y entorno al eje central

Y_c	Es la altura del eje central
y	Es la altura del punto crítico sobre la línea de rotura
l_x	Es la distancia del punto considerado sobre la línea de rotura desde el punto de inicio de la longitud de transmisión ($=x$)
$\sigma_{cp}(y)$	Es la tensión de compresión del hormigón a la altura y , a la distancia l_x
n	Número de capas de tendones
A	Es el área de la sección transversal
$P_t(l_x)$	Es la fuerza de pretensado en la capa de tendones considerada a una distancia l_x . Se debe tener en cuenta la transferencia del pretensado conforme al apartado 8.10.2.2 de la Norma En 1992-1-1:2004
$\tau_{cp}(y)$	Es la tensión de cortante en el hormigón debida a la transmisión del pretensado a la altura y , a la distancia l_x
$A_c(y)$	Es el área sobre la altura y
$C_{Pt}(y)$	Es un factor que tiene en cuenta la posición de la capa de tendones considerada
	$C_{Pt} = -1$ cuando $y \leq Y_{Pt}$
	$C_{Pt} = 1$ cuando $y > Y_{Pt}$
Y_{Pt}	Es la altura de la posición de la capa de tendones considerada

En el apartado 4.3.3.2.2.3 la norma UNE 1168:2012, propone una expresión simplificada.

$$V_{Rdc} = \varphi \cdot \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \left[\sqrt{f_{ct,d}^2 + \beta \cdot \alpha_i \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ct,d}} \right] \quad (6-166)$$

I	el momento de inercia de la sección transversal
b_w	ancho del alma; (o de las almas).
S	el momento estático máximo de la sección transversal;

$f_{ct,d}$	la resistencia de cálculo a tracción del hormigón;
σ_{cd}	la tensión media en el hormigón debida a la fuerza de pretensado;
α_l	coeficiente igual a $x / (1,2 \cdot \ell_{bpt}) \geq 1$ siendo:
x	la distancia, en mm , de la sección considerada al inicio de la longitud de transferencia.
ℓ_{bpt}	longitud de transferencia de la armadura activa de pretensado, en mm , que puede tomarse como: $\ell_{bpt} = \phi \cdot \sigma_p / 21$ donde:
σ_p	es la tensión de pretensado, después de las pérdidas, en N/mm^2 ,
ϕ	es el diámetro de la armadura activa, en mm .
φ	0,8 factor de reducción
β	0,9 factor de reducción referido a la longitud de transmisión

No es necesario comprobar las secciones entre el borde del apoyo y la sección a una distancia de $0,5 \cdot h$ desde este borde, donde h es el canto de la sección.

En piezas compuestas por elementos prefabricados y hormigón vertido in situ, para determinar si la sección está fisurada o no a flexión (cálculo de M_d y $M_{fis,d}$) se deberá tener en cuenta las diferentes fases constructivas, considerando en cada una de ellas las cargas actuantes, las secciones resistentes y superponiendo las tensiones correspondientes a cada fase.

Tabla 6-14. Restricción de Estado Límite Último resistencia a cortante región no fisurada.

	Tipo	Descripción
r.u.c.1	Restricción (9)	$V_{Ed,i}$ no fisurado

6.7.7.4.1.3.2 Restricción de Cortante en región no fisurada.

En relación con la restricción $V_{Ed,i} \leq V_{Rd}(x_i)$ (9), se asume que el forjado de placa se diseña sin apeo y sin continuidad, práctica habitual donde la armadura de negativos es la mínima por coacción y conexión, de este modo $M_{Ed,i} = p_{di} \cdot l_i^2 / 8$, siendo

$p_{di} = p_d(x_i) = \gamma_G \cdot (g_1(x_i) + g_2) + \gamma_Q \cdot q$, donde $g_1(x_i)$ es el peso propio de la placa P_i y, g_2 y q , son las cargas para las que se diseña la serie, de este modo la luz máxima asociada a M_{Edi} vale $l_i = \sqrt{8 \cdot M_{Edi} / p_{di}}$ a la que le corresponde un cortante en el apoyo de valor $V_i = V(x_i) = \sqrt{2 \cdot M_{Edi} \cdot p_{di}}$.

El cortante máximo en región no fisurada $V_{Edi} = V_i - p_{di} \cdot y_g(x_i)$, de este modo la restricción (3) se puede poner en función del momento M_{Edi} como:

$$\begin{aligned} V_{Edi} &= \sqrt{2 \cdot M_{Edi} \cdot p_{di}} - p_{di} \cdot y_{gt} \leq V_{Rd}(x_i) \\ V_{Edi} &= I_i \cdot b_{0i} / S_i \cdot \sqrt{(f_{ct,d})^2 + \alpha_i(x_i) \cdot \sigma'_{cd}(x_i) \cdot f_{ct,d}} \end{aligned} \quad (6-167)$$

6.7.7.4.1.3.3 Cortante en zona $M_d > M_{fis,d}$ (fisurada). EHE.44.2.3.2.1.2

La comprobación se efectúa para una sección situada a una distancia de un canto útil del borde del apoyo ($b/2+d$).

$$V_d(b/2+d) \leq V_{u2} = \tau_u \cdot b_0 \cdot d \quad (6-168)$$

$$V_{u2} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_\ell \cdot f_{cv})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d \quad (6-169)$$

$$V_{u2} \leq \left[\frac{0,075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0,15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d \quad (6-170)$$

$$\tau_u = \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_\ell \cdot f_{cv})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma'_{cd} \quad (6-171)$$

En el caso de disponer de una losa superior de canto h_t , V_{u2} se determina de acuerdo con lo establecido en el apartado 44.2.3.2.1.2 de la Instrucción EHE,

$$V_d \leq V_{u2}$$

$$V_{u2} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_\ell \cdot f_{cv})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot (d+h_t) \quad (6-172)$$

No siendo menor que:

$$V_{u2} \leq \left[\frac{0,075}{\gamma_c} \cdot \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0,15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot (d + h_t) \quad (6-173)$$

siendo:

f_{cv} Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm^2 de valor $f_{cv} = f_{ck}$ con f_{cv} no mayor que $15 N/mm^2$ en el caso de control indirecto de la resistencia del hormigón, siendo f_{ck} la resistencia a compresión del hormigón, que a efecto de este apartado

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} < 2,0 \quad \text{con } d \text{ en } mm$$

d Canto útil de la sección referido a la armadura longitudinal de flexión siempre que ésta sea capaz de resistir el incremento de tracción producido por la interacción cortante-flexión

ρ_t la cuantía de armadura longitudinal traccionada, pasiva y activa adherente, anclada a una distancia igual o mayor que d a partir de la sección en estudio;
 $\rho_t = \frac{A_s + A_p}{b_0 \cdot d} \geq 0,02$

σ'_{cd} Tensión media de la sección de hormigón
 $\sigma'_{cd} = N_d / A_c < 0,3 \cdot f_{cd} \geq 12 MPa$

No se considerará superior a $60 N/mm^2$;

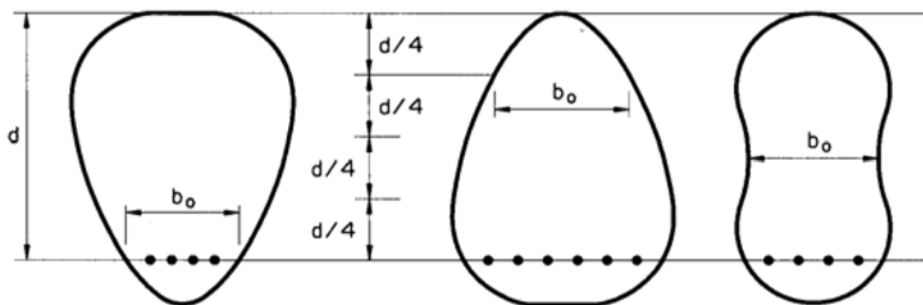


Figura 6-38. Ancho de comprobación para piezas no rectangulares.

La restricción ligadas al estado límite último de resistencia a cortante en región fisurada, se presenta en la Tabla 6-15.

Tabla 6-15. Restricción de Estado Límite Último resistencia a cortante en región fisurada.

	Tipo	Descripción
r.u.c.2	Restricción (10)	$V_{Ed,i}$ fisurado

6.7.7.4.1.3.4 Restricción de Cortante en región fisurada.

En región fisurada se debe comprobar $V_{Edi, fis} \leq V_{Rd, fis}(x_i)$ (10) dado que la resistencia a cortante de la sección fisurada es menor. Se calcula el cortante $V_{Edi, fis}$ en el punto x en el que la ley de momentos iguala al momento de fisuración.

$$M_{fis, di} = M_{fis, d}(x_i) = W_1(x_i) \cdot (f_{ct, d} + \sigma_{cpli}) \quad (6-174)$$

$$f_{ct, d} = f_{ct, k} / \gamma_c = (0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}) / \gamma_c \quad (6-175)$$

$$\sigma_{cpli} = \frac{0,95 \cdot P_{kf}(x_i)}{A_c(x_i)} + \frac{0,95 \cdot P_{kf}(x_i) \cdot e(x_i)}{W_1(x_i)} \quad (6-176)$$

$$M_{fis, di} = W_1(x_i) \cdot \left(f_{ct, d} + \left[\frac{0,95 \cdot P_{kfi}}{A_{ci}} + \frac{0,95 \cdot P_{kfi} \cdot e_i}{W_{li}} \right] \right) \quad (6-177)$$

En este caso el efecto del pretensado es favorable por que se multiplicará por 0,95 y se considerará la fuerza final de pretensado que incluye todas las pérdidas.

$$M_{Edi}(x) = -p_{di} \cdot l / 2 \cdot x + p_{di} \cdot x^2 / 2 = -M_{fis,di} \quad (6-178)$$

$$x = \frac{l}{2} \cdot (1 - \sqrt{1 - M_{fis,di} / M_{Edi}}) \quad (6-179)$$

$$\begin{aligned} V_{Edi,fis} &= \frac{p_{di} \cdot l}{2} - p_{di} \cdot x = \frac{p_{di} \cdot l}{2} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot x}{l}\right) = \\ &= \frac{p_{di} \cdot l}{2} \cdot \left[1 - \frac{2 \cdot \frac{l}{2} \cdot (1 - \sqrt{1 - M_{fis,di} / M_{Edi}})}{l}\right] \end{aligned} \quad (6-180)$$

$$V_{Edi,fis} = \sqrt{2 \cdot M_{Edi} \cdot p_{di}} \cdot \sqrt{1 - M_{fis,di} / M_{Edi}} \quad (6-181)$$

$$V_{Rd,fis}(x_i) = \left\{ \max \left[\begin{array}{l} \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \xi(x_i) \cdot (100 \cdot \rho_l(x_i) \cdot f_{cv})^{1/3} \\ \frac{0,075}{\gamma_c} \cdot \xi(x_i)^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} \end{array} \right] + 0,15 \cdot \sigma'_{cd} \right\} \cdot b_0(x_i) \cdot d(x_i) \quad (6-182)$$

6.7.7.4.1.4 Cortante vertical en las juntas entre placas alveolares.

Esta condición se incluye en las restricciones de junta, para relacionar las restricciones de la junta con el alveolo, de modo que la junta no sea el fusible transversal de la placa.

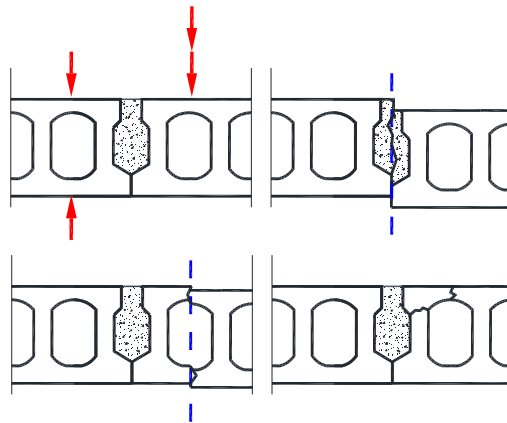


Figura 6-39. Modo de rotura de la junta por cortante.

El esfuerzo cortante vertical por unidad de longitud en las juntas longitudinales V_d no será mayor que el esfuerzo cortante resistido V_u calculado como el menor de los valores siguientes:

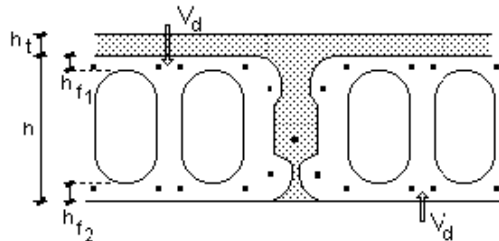


Figura 6-40. Esfuerzo cortante en la junta de losa alveolar pretensada.

$$V_u = \min \left[0,25 \cdot (f_{bt,d} \cdot \sum h_f + f_{ct,d} \cdot h_t); 0,15 \cdot f_{ct,d} \cdot (h + h_t) \right] \quad (6-183)$$

siendo:

$f_{bt,d}$	la resistencia de cálculo a tracción del hormigón de la losa prefabricada
$f_{ct,d}$	la resistencia de cálculo a tracción del hormigón vertido en obra;
$\sum h_f$	la suma de los menores espesores del ala superior y del ala inferior de la losa prefabricada.
h	la altura neta de la junta;
h_t	el espesor del hormigón de la losa superior hormigonada en obra.

Esta condición aparece reflejada en las restricciones de junta r.g.13.

6.7.7.5 E.L.U. rasante.

En la siguiente imagen se muestra el comportamiento del conjunto de elementos prefabricados y capa de compresión como sección compuesta. La primera imagen muestra la situación $\tau_{rd} \leq \tau_{ru}$ y la segunda cuando $\tau_{rd} > \tau_{ru}$.



Figura 6-41. Rotura por rasante.



Figura 6-42. Rotura por rasante de una vigueta.

6.7.7.5.1.1 E.L.U. de agotamiento esfuerzo rasante. EHE-08 art. 47.

Además de las comprobaciones anteriores, tanto en los forjados con viguetas armadas o pretensadas, como en los forjados de losas alveolares pretensadas con losa superior hormigonada en obra, debe verificarse que la tensión rasante que solicita la junta entre el elemento prefabricado y el hormigón en obra cumple la condición establecida en EHE-08 art.47 relativa a la resistencia a esfuerzo rasante en juntas entre hormigones.

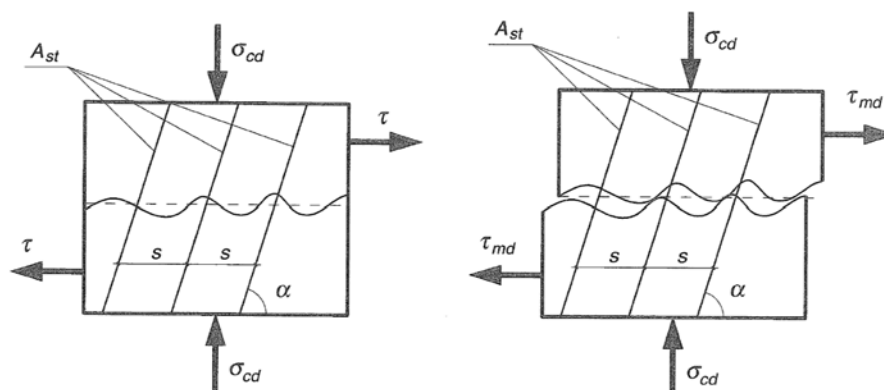


Figura 6-43. Rotura por rasante.

$$\tau_{r,d} = \frac{\Delta C(d) \text{ ó } \Delta T(d)}{p \cdot d} = \frac{\max[\Delta C(d), \Delta T(d)]}{p \cdot d} \leq \tau_{r,u} \quad (6-184)$$

En piezas solicitadas a flexión, compuestas por hormigones vertidos en dos fases y con una junta horizontal entre ellos, la tensión rasante puede evaluarse con la expresión:

$$\tau_{m,d} = \frac{V_d}{p \cdot z} \quad (6-185)$$

Pudiendo evaluarse el brazo mecánico como:

$$z \approx 0,9 \cdot d \quad (6-186)$$

A efectos de perímetro crítico de contacto P se tendrá en cuenta lo indicado en la figura (Figura 6-44).

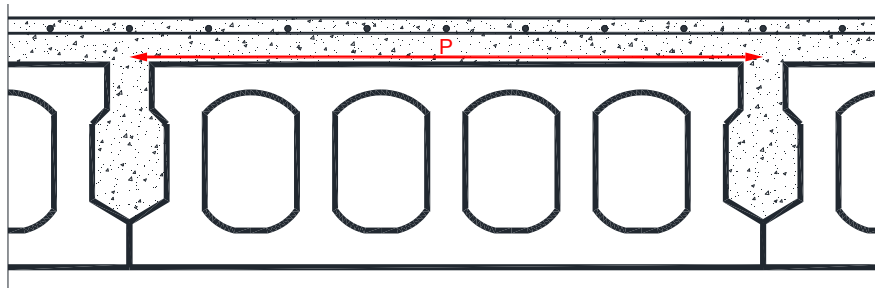


Figura 6-44. Perímetro crítico de contacto en el caso de placa alveolar.

El caso de las placas alveolares a estudió es el presentado en la norma como secciones sin armadura transversal.

Así, cuando $A_{st}=0$ o bien cuando $A_{st} / (s \cdot p) < 0,001$, la tensión rasante que solicita la junta en la sección la debe resistir solamente la cohesión (β) entre hormigones debiendo cumplir

$$\tau_{rd} \leq \tau_{ru} = \beta \cdot (1,3 - 0,3 \cdot \frac{f_{ck}}{25}) \cdot f_{ct,d} \leq \beta \cdot 0,70 \cdot f_{ct,d} \quad (6-187)$$

donde:

f_{ck} resistencia de cálculo a compresión del hormigón más débil de la junta.

$f_{ct,d}$ resistencia de cálculo a tracción del hormigón más débil de la junta.

$$f_{ct,d} = \frac{f_{ct,k}}{\gamma_c}$$

$$f_{ct,k} = 0,7 \cdot f_{ct,m} = 0,7 \cdot (0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}) = 0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$\beta=0,4$ en superficies intencionadamente rugosas, con rugosidad alta. (Caso de las placas alveolares)

6.8 SITUACIÓN ACCIDENTAL DE INCENDIO. RESISTENCIA AL FUEGO.

6.8.1 Métodos de comprobación.

En general, se pueden utilizar diferentes métodos de comprobación frente al fuego que dan lugar a diferentes niveles de precisión y, consecuentemente, de complejidad. El anejo 6 de la EHE-08 y el Eurocódigo 2 Parte 1-2 establece los siguientes métodos.

- **El método general** consiste en la comprobación de los distintos Estados Límite Últimos, teniendo en cuenta, tanto en la obtención de esfuerzos de cálculo como en el análisis de la respuesta estructural, la influencia de la acción de fuego considerando el comportamiento físico fundamental. El modelo para el análisis estructural debe representar adecuadamente las propiedades del material en función de la temperatura, incluyendo la rigidez, la distribución de temperatura en los distintos elementos de la estructura y el efecto de las dilataciones y deformaciones térmicas (acciones indirectas debidas al fuego). Por otra parte, la respuesta estructural debe tener en cuenta las características de los materiales para las distintas temperaturas que pueden producirse en una misma sección transversal o elemento estructural. Cualquier modo de fallo que no se tenga en cuenta explícitamente en el análisis de esfuerzos o en la respuesta estructural (por ejemplo insuficiente capacidad de giro, expulsión del recubrimiento, pandeo local de la armadura comprimida, fallos de adherencia y esfuerzo cortante, daños en los dispositivos de anclaje) debe evitarse mediante detalles constructivos apropiados.
- **Métodos simplificados** de comprobación, se pueden emplear siempre que conduzcan a resultados equivalentes o del lado de la seguridad con respecto a los que se obtendrían con los métodos generales. En general, los métodos simplificados suponen una comprobación de los distintos Estados Límite Últimos considerando elementos estructurales aislados (se desprecian las acciones indirectas debidas al fuego, dilataciones, deformaciones, etc.), distribuciones de temperatura preestablecidas, generalmente para secciones rectangulares y, como variaciones en las propiedades de los materiales por efecto de la temperatura, modelos asimismo simplificados y sencillos. En el apartado 6.8.1.2 se incluye el denominado método simplificado de la isoterma 500°C. También estos engloban el denominado método de las zonas.
- **Método de comprobación mediante tablas**, consiste en la realización de comprobaciones dimensionales de las secciones transversales y los recubrimientos mecánicos, a partir de hipótesis simplificadas y del lado de la seguridad. Para algunas tipologías pueden requerirse otras comprobaciones adicionales y en estos casos pueden obtenerse datos más específicos en la norma del producto correspondiente.

En cualquier caso, también es válido evaluar el comportamiento de una estructura, de parte de ella o de un elemento estructural mediante la realización de los ensayos que establece el Real Decreto 312/2005 de 18 de marzo.

6.8.1.1 Método general.

Los métodos generales de cálculo pueden usarse para elementos aislados, para subconjuntos o para estructuras completas, y para cualquier tipo de sección recta.

Los métodos generales de cálculo deben proporcionar un análisis realista de las estructuras expuestas al fuego. Deben basarse en el comportamiento físico fundamental y conducir a una aproximación válida del comportamiento esperable del componente de la estructura en estudio en condiciones de fuego.

Los modelos generales de cálculo pueden incluir modelos parciales para la evaluación de:

- a) El desarrollo y distribución de la temperatura en el interior de los elementos estructurales (modelo de respuesta térmica).
- b) El comportamiento mecánico de la estructura o de cualquier parte de ella (modelo de respuesta mecánica).

Cualquier modo de fallo potencial no cubierto por el método general de cálculo debe evitarse mediante detalles constructivos apropiados (por ejemplo, insuficiente capacidad de giro, desconchado del hormigón, pandeo local de la armadura comprimida, fallos de adherencia y esfuerzo cortante, daños en los dispositivos de anclaje).

El método general de cálculo puede usarse asociado a cualquier curva de calentamiento, conocidas las propiedades de los materiales en el rango de temperaturas apropiado.

6.8.1.1.1 Respuesta térmica.

Los modelos generales de cálculo de la respuesta térmica deben estar basados en los principios reconocidos y en las hipótesis de la teoría de la transmisión del calor.

Los modelos de respuesta térmica deben considerar:

- a) Las acciones térmicas, evaluadas de acuerdo con la Norma ENV 1991-2-2.
- b) Las propiedades térmicas de los materiales que sean dependientes de la temperatura, especificadas en documentos de consulta apropiados (véase anexo informativo A de esta Norma ENV 1992-1-2).
- c) La contribución de las capas protectoras, si existen.

La influencia del contenido de humedad y de su desplazamiento en el interior del hormigón, o de las capas de protección, puede ser despreciada, quedando del lado de la seguridad.

Los perfiles de temperatura en un elemento de hormigón armado pueden evaluarse haciendo abstracción de la presencia de armaduras.

Pueden incluirse los efectos de exposiciones térmicas no uniformes y de transferencia de calor a componentes adyacentes de la edificación, cuando sea apropiado.

6.8.1.1.2 Respuesta mecánica.

Los modelos generales de cálculo de la respuesta mecánica deben estar basados en los principios reconocidos y en las hipótesis de la teoría de mecánica de las estructuras, teniendo en cuenta los cambios de propiedades mecánicas con la temperatura.

Las deformaciones resultantes por los métodos de cálculo en el estado límite último deben ser limitadas cuanto sea necesario, para asegurar que se mantiene la compatibilidad entre todas las partes de la estructura.

Cuando sea pertinente, la respuesta mecánica del modelo debe tener también en cuenta los efectos de no linealidad geométrica.

Deben considerarse los efectos de las tensiones y deformaciones inducidas por la temperatura, tanto debidas al calentamiento como al gradiente térmico.

Se admite que la deformación total ε es:

$$\varepsilon = \varepsilon_{th} + \varepsilon_{load} + \varepsilon_{creep} + \varepsilon_{tr} \quad (6-188)$$

donde

ε_{th}	es la deformación térmica
ε_{load}	es la deformación instantánea debida a las cargas
ε_{creep}	es la deformación por fluencia
ε_{tr}	es la deformación transitoria (Transient strain).

Durante la exposición al fuego la deformación por fluencia puede despreciarse. Su contribución puede ser significativa sólo para el cálculo de deformaciones posteriores al fuego.

6.8.1.2 Método de la isoterma 500.

Este método es aplicable a elementos de hormigón armado y pretensado de resistencia característica $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$, solicitados por esfuerzos de compresión, flexión o flexocompresión.

Para hormigones de resistencia característica superior a 50 N/mm^2 , deberán tenerse en cuenta disposiciones adicionales de acuerdo con la bibliografía especializada.

Para poder aplicar este método, la dimensión del lado menor de las vigas o soportes expuestos por dicho lado y los contiguos debe ser mayor que la indicada en la Tabla 6-16.

Tabla 6-16. Dimensión mínima de vigas y soportes.

Resistencia a fuego normalizado	R60	R90	R120	R180	R240
Dimensión mínima de la sección recta (mm)	90	120	160	200	280

6.8.1.2.1 Determinación de la capacidad resistente de cálculo de la sección transversal.

La comprobación de la capacidad portante de una sección de hormigón armado se realiza por los métodos establecidos en la presente Instrucción, considerando:

- a) una sección reducida de hormigón, obtenida eliminando a efectos de cálculo para determinar la capacidad resistente de la sección transversal, las zonas que hayan alcanzado una temperatura superior a los 500°C durante el periodo de tiempo considerado;
- b) que las características mecánicas del hormigón de la sección reducida no se ven afectadas por la temperatura, conservando sus valores iniciales en cuanto a resistencia y módulo de elasticidad;
- c) que las características mecánicas de las armaduras se reducen de acuerdo con la temperatura que haya alcanzado su centro durante el tiempo de resistencia al fuego considerado. Se considerarán todas las armaduras, incluso aquéllas que queden situadas fuera de la sección transversal reducida de hormigón.

La comprobación de vigas o losas sección a sección resulta del lado de la seguridad. Un procedimiento más afinado es comprobar que, en situación de incendio, la capacidad residual a momentos de cada signo, del conjunto de las secciones equilibra la carga.

6.8.1.2.2 Reducción de las características mecánicas.

La resistencia de los materiales se reduce, en función de la temperatura que se alcance en cada punto, a la fracción de su valor característico indicada en la

Tabla 6-17:

Tabla 6-17. Reducción relativa de la resistencia del acero con la temperatura.

Temperatura(°C)		100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1200
Acero de armar	Lamina do en caliente	1,00	1,00	1,00	1,00	0,78	0,47	0,23	0,11	0,06	0,004	0,00
	Estirado en frío	1,00	1,00	1,00	0,94	0,67	0,40	0,12	0,11	0,08	0,005	0,00
Acero de pretensar	Estirado en frío	0,99	0,87	0,72	0,46	0,22	0,10	0,08	0,005	0,03	0,00	0,00

6.8.1.2.3 Isotermas.

Las temperaturas en una estructura de hormigón expuesta al fuego, pueden obtenerse de forma experimental o analítica.

Las isotermas de las figuras de este apartado pueden utilizarse para determinar las temperaturas en la sección recta con hormigones de áridos silíceos, expuestas a fuego según la curva normalizada hasta el instante de máxima temperatura. Estas isotermas quedan del lado de la seguridad para la mayor parte de tipos de áridos, pero no de forma generalizada para exposiciones a un fuego distinto del normalizado.

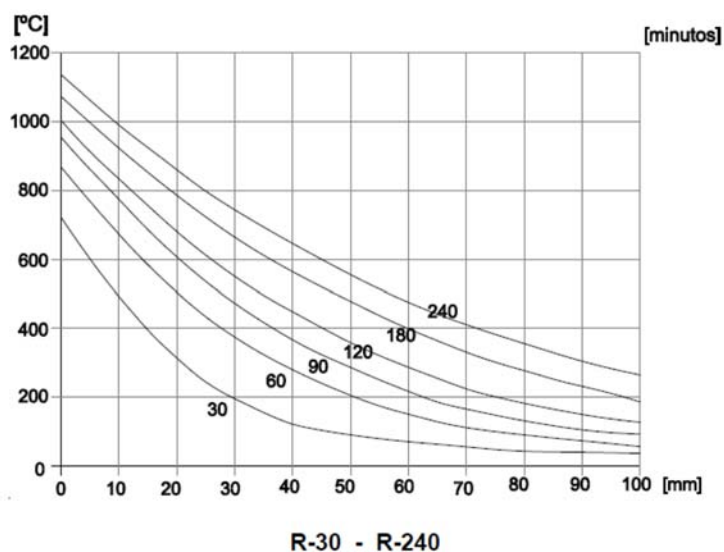


Figura 6-45. Distribución de temperaturas en el espesor de secciones planas expuestas por una cara $h \geq 200$ mm.

6.8.1.2.3.1 Método de Wickström.

Wickström proporciona una fórmula para el caso de losas macizas que teniendo en cuenta la evolución de la temperatura del incendio según la curva ISO834 nos da la temperatura a una cierta altura en el interior de la losa maciza.

$$\theta = [345 \cdot \log_{10}(480 \cdot t + 1)] \cdot [1 - 0.0616 \cdot t^{0.88}] \cdot \left[0.18 \cdot \ln\left(\frac{t}{x^2}\right) - 0.81 \right] \quad (6-189)$$

donde,

t	Tiempo en horas
x	Profundidad considerada en la ecuación en metros.

Si se comparan los resultados obtenidos en la ecuación anterior con los perfiles de temperatura proporcionados en la Instrucción Española de Hormigón Estructural y en el DB SE I (Figura 6-45), se observa que los valores coinciden.

6.8.1.3 Antecedentes a los modelos de cálculo a altas temperaturas.

Los Estados Límite en situación accidental de incendio que se contemplan son el Estado Límite Último de Resistencia a flexión y al cortante en situación accidental de incendio para placas alveolares.

6.8.1.3.1 Modelo de comportamiento a flexión.

El fallo a flexión a temperaturas elevadas tiene como principal característica el agotamiento de las armaduras previa plastificación de las mismas. Los diferentes códigos de cálculo establecen modelos de cálculos correctos, siendo la distancia desde el centro de las armaduras a la cara expuesta al fuego el parámetro más significativo.

Según el Eurocódigo 2 se puede establecer que para una temperatura en las armaduras pretensadas de 350°C la capacidad de carga corresponde con el 0,55 de la capacidad de carga de las mismas a temperatura ambiente, considerándose esa temperatura como crítica.

La forma y posición de las grietas de fisuración a temperaturas elevadas son como a temperatura ambiente.

La disposición de las armaduras, puede suponer aumentos importantes en la capacidad de la sección, dado que el hormigón es un buen aislante térmico, más aún si su contenido en humedad es elevado, por lo que pueden variar las temperaturas a la que están expuestas dichas armaduras. Este hecho puede suponer un aumento considerable de la resistencia al fuego a flexión. Según el Eurocódigo 2, un incremento de 10 mm de la distancia de las armaduras a la cara expuesta supone una mejora del 22.5% en el grado de utilización antes comentado.

En cuanto al modo de rotura por flexión, lo habitual es que las armaduras más cercanas a la cara expuesta sean las primeras en plastificar y romper. Una vez ocurrido esto, en función del nivel de carga al que está sometida la losa, será o no posible redistribuir los esfuerzos de tracción a la siguiente fila de armaduras.

Lo habitual es que según comienzan a agotarse las armaduras de la primera fila, las de la segunda comienzan a adquirir tensión alcanzando, si el nivel de carga lo permite, un nuevo estado de equilibrio. Se puede considerar que la placa alveolar ha fallado a flexión una vez la primera fila de armado ha sido agotada.

Además, el gradiente térmico de la sección, unido a las diferentes propiedades térmicas del hormigón y del acero puede provocar la aparición de grietas de “splitting” a lo largo de las armaduras, que también puede influir en la transmisión de calor, principalmente debido a la evaporación del agua contenida en el hormigón.

La capacidad de carga depende de la temperatura, que afecta a la resistencia del hormigón y del acero.

6.8.1.3.2 Modelo de comportamiento a cortante.

Es Walter Borgogno [11], quién intenta encontrar un criterio de fallo a cortante a altas temperaturas para losas alveolares. Borgogno sugirió que este fallo es como el que tiene lugar a temperatura ambiente una vez que los nervios alcanzan su resistencia a tracción.

Para el cálculo de las tensiones principales propuso emplear superposición de las tensiones térmicas y las tensiones debidas al esfuerzo cortante. Sin embargo, únicamente las de origen térmico fueron calculadas bajo no linealidad, mientras que las debidas al cortante fueron calculadas linealmente.

Fellinger [12] opina que no es correcto hacer esta suposición (considerar las relaciones tensión-deformación bajo linealidad), principalmente porque los materiales de la losa alveolar sometidos a temperaturas elevadas pueden desarrollar comportamientos de tensión-deformación no lineales como lo son la fluencia, la plasticidad y la no uniformidad del módulo de Young. Este hecho se ve agravado con la aparición de la fisuración.

Por ese motivo, el mecanismo de equilibrio a altas temperaturas no puede ser el mismo que para temperatura ambiente. Principalmente porque la aparición de grietas en la sección tiene una mayor influencia con temperaturas elevadas.

En cuanto a la tipología de los fallos a cortante en situación de incendio. Es posible despreciar los de cortante de compresión ya que según se ha demostrado con numerosos ensayos la probabilidad de aparición de los mismos es muy inferior respecto a los de tracción.

6.8.1.3.3 Modelo de comportamiento a anclaje.

Este tipo de fallo no ha sido muy estudiado por otros autores por lo que los datos conocidos son bastante reducidos. Lo importante para estudiar el comportamiento de anclaje de las armaduras es conocer las relaciones tensión-deslizamiento existentes para un rango determinado de temperaturas.

Diferentes autores han desarrollado curvas tensión-deslizamiento que proporcionan una medida de la capacidad de anclaje de los cables pretensados. Sin embargo estas curvas

han sido desarrolladas a través de ensayos pull out a temperatura ambiente, por lo que no se tiene en cuenta el efecto de la temperatura.

A través de un artículo, Fellingner [13] muestra los resultados obtenidos en una serie de ensayos (se estudiará con más detalle en el apartado 5) en los cuales mide el deslizamiento provocado en las armaduras de losas alveolares expuestas a fuego por una cara.

Los resultados de los ensayos muestran un deslizamiento proporcional al tiempo de exposición de la losa al incendio. Se utilizan losas de diferente canto, obteniéndose mayores deslizamientos para las de menor canto.

La posibilidad de aparición de un fallo por anclaje depende en gran medida de la posición de la carga. Para temperaturas elevadas este hecho es igualmente relevante, siendo más propicias aquellas cargas cercanas a los apoyos.

En la siguiente figura se muestran los resultados de una serie de ensayos finlandeses que Fellingner muestra en su tesis. Es posible observar la relación entre el deslizamiento de la armadura en el extremo de la losa para diferentes temperaturas en su longitud de transferencia y evolución con el tiempo.

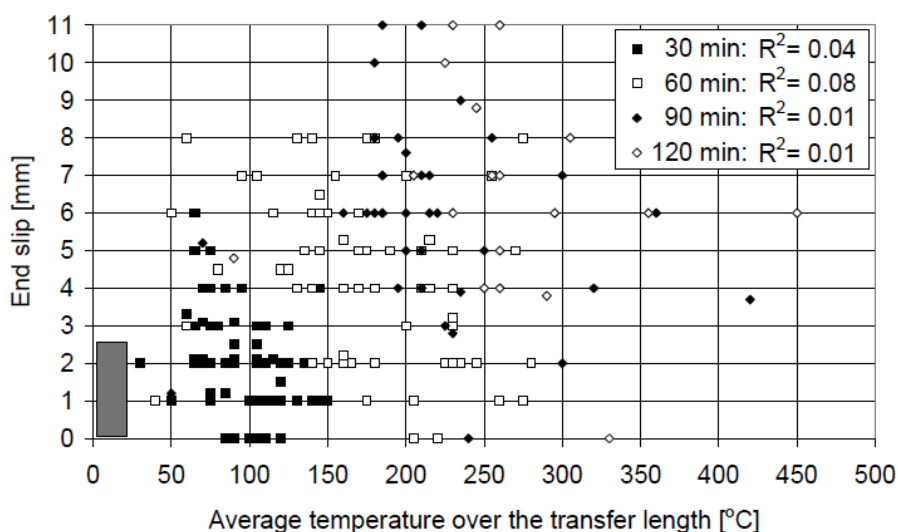


Figura 6-46. Deslizamientos para diferentes temperaturas y tiempos.[13].

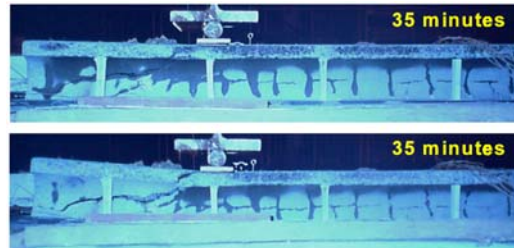


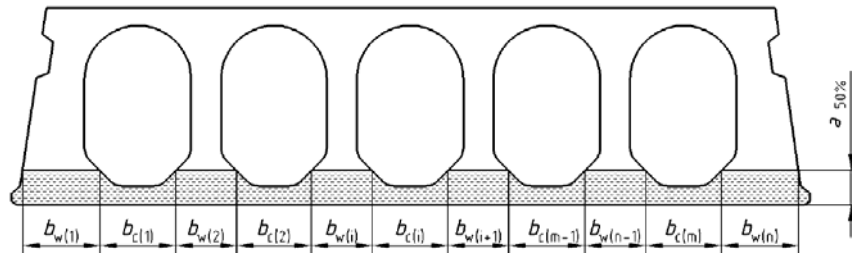
Figura 6-47. Ejemplo de fallo a cortante. Se aprecia la humedad en la losa. Fellingner

6.8.1.4 Método de cálculo para condiciones portantes.

La resistencia al fuego se puede calcular según se ha indicado en el Capítulo 5, que coincide con lo expuesto en la norma EN 1992-1-2:2004, con las siguientes reglas adicionales para placas alveolares pretensadas.

6.8.1.4.1 E.L. Último de Resistencia a flexión en situación accidental de incendio. Se adoptan las siguientes hipótesis para el análisis térmico de placas expuestas al fuego en su cara inferior.

- A no ser que se realice un análisis térmico más preciso, por debajo del nivel $a_{50\%}$ (el nivel sobre el que la anchura total del alma es igual a la anchura del núcleo), la temperatura se puede tomar como igual a la de una placa maciza.
- Por encima del nivel puede tomarse una interpolación lineal entre la temperatura al nivel $a_{50\%}$ y la temperatura en la superficie superior del forjado (temperatura máxima permitida para el criterio de aislamiento 160°C).



6-190. Zona de placa con comportamiento de losa frente al fuego.

$$a_{50\%} = \sum_{i=1}^n b_{w(i)} = \sum_{i=1}^m b_{c(i)} \quad (6-191)$$

Donde:

- n Número de almas.
- m Número de núcleos.
- $b_{w(i)}$ Anchura del número de alma "i" al nivel considerado
- $b_{c(i)}$ Anchura del número de núcleo "i" al nivel considerado

Las temperaturas en la zona de compresión están en el orden de 100°C a 300°C . A estas temperaturas, el hormigón tiene entre el 90% y el 95% de la resistencia de compresión al margen. Teniendo en cuenta que $\gamma_c=1,0$ y $\alpha_{cc}=1,0$ en el cálculo a fuego, el canto del bloque de hormigón disminuye y el brazo de palanca interno aumenta. Esto resultará más favorable en el cálculo a fuego.

Así que la resistencia a compresión en la zona comprimida puede suponerse que no queda afectada cuando el espesor de la placa cumple con el criterio de aislamiento, es decir, que la cara protegida se supone que tiene el mismo brazo de palanca interno que en el cálculo normal de la temperatura.

La resistencia al fuego con respecto a la rotura a flexión puede determinarse usando los métodos de cálculo expuestos anteriormente. Por tanto, esta condición de capacidad necesaria en situación accidental de incendio, y para un tiempo determinado, da lugar a la restricción mostrada en la Tabla 6-18.

Tabla 6-18. Restricción de momento en situación accidental de incendio.

	Tipo	Descripción
<i>r.s.i.1</i>	Restricción (12)	$M_{Edi,fi} \leq M_{Rdi,fi,t}$ momento en situación de incendio para un tiempo en minutos fijado

6.8.1.4.1.1 Momento de cálculo en situación accidental de incendio $M_{Edi,fi}$.

La resistencia al fuego se verifica mediante la siguiente expresión:

$$M_{Edi,fi} \leq M_{Rdi,fi,t} = M_{Rd,fi}(x_g, x_m, x_{Apl}, t) \quad (6-192)$$

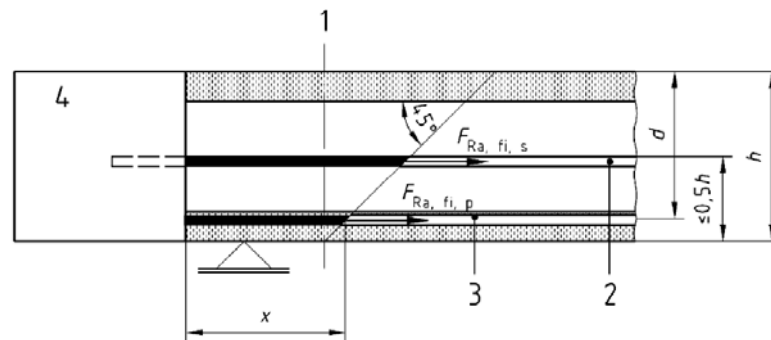
Corresponde a una situación accidental o extraordinaria de proyecto

$$M_{Edi,fi} = \eta_{fi} \cdot M_{Edi} = (p_f(x_i) / p_d(x_i)) \cdot M_{Edi} \quad (6-193)$$

6.8.1.4.2 E.L. Último de Resistencia a cortante y anclaje en situación accidental de incendio.

La resistencia al fuego con respecto a la rotura a cortante y del anclaje puede determinarse usando los métodos de cálculo simplificados y las siguientes hipótesis:

- La temperatura de la sección transversal de acuerdo al apartado anterior.
- Un modelo empírico para el cortante y el anclaje bajo condiciones de fuego, no se necesita esta verificación del cortante y el anclaje para la clase resistente al fuego <R60.



Leyenda

- 1 Sección considerada
- 2 Armadura de conexión
- 3 Cordón metálico
- 4 Hormigón in situ

Figura 6-48 Esquema de las variables en el cálculo del cortante en situación de incendio.

La ecuación empírica del cortante bajo condiciones de fuego es:

$$V_{Rd,c,fi} = [C_{\theta,1} + \alpha_k \cdot C_{\theta,2}] \cdot b_w \cdot d \quad (6-194)$$

$C_{\theta,1}$ es un coeficiente que tiene en cuenta la tensión del hormigón bajo condiciones de fuego:

$$C_{\theta,1} = 0.15 \cdot \min \left(k_p(\theta_p) \cdot \sigma_{cp,20^\circ C} ; \frac{F_{R,a,fi,p}}{A_c} \right) \quad (6-195)$$

α_k $\alpha_k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ donde d está en mm

$C_{\theta,2}$ es un coeficiente que tiene en cuenta la armadura de anclaje longitudinal:

$$C_{\theta,2} = \sqrt[3]{0.58 \cdot \frac{F_{R,a,fi}}{f_{yk} \cdot b_w \cdot d} \cdot f_{c,fi,m}} \quad (6-196)$$

$\sigma_{cp,20^\circ C}$ es la tensión media del hormigón debida a la fuerza de pretensado a una temperatura normal

A_c es la sección de hormigón

$f_{c,fi,m}$ es la resistencia media del hormigón a una temperatura $f_{c,fi,m}$ que puede tomarse igual a la resistencia del hormigón a la temperatura en la mitad de la altura del alma

b_w Es el espesor total del alma

d Es el canto efectivo a temperatura ambiente

f_{ck} Es la resistencia característica de una probeta cilíndrica de hormigón a 28 días

ν_{\min} es la tensión permitida del hormigón sin armadura, según se define en el apartado 6.2.2 de la Norma EN 1992-1-1:2004;

$$\nu_{\min} = 0.035 \cdot \alpha_k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (6-197)$$

$F_{R,a,fi}$ es la capacidad de fuerza del pretensado y de la armadura de conexión anclada en la sección transversal considerada:

$$F_{R,a,fi} = F_{R,a,fi,p} + F_{R,a,fi,s} \quad (6-198)$$

$F_{R,a,fi,p}$ es la capacidad de fuerza del acero pretensado anclado en la sección considerada:

$$F_{R,a,fi,p} = A_p \cdot \min \left(\frac{x_{pr} \cdot f_{bpd,pr,fi} + x \cdot f_{bpd,fi}}{\alpha_2 \cdot \phi}; 0.9 \cdot f_{pk} \cdot k_p (\theta_p) \right) \quad (6-199)$$

α_2, ϕ según se define en el apartado 8.10.2.2 de la Norma EN 1992-1-1:2004:

$\alpha_2 = 0,25$ para armaduras activas con sección circular

$\alpha_2 = 0,19$ para cordones de 3 y 7 alambres

ϕ , diámetro nominal de la barra activa

x	es la longitud de anclaje del tendón para la sección considerada.
x_{pr}	es la longitud del tendón saliente para la sección considerada, véase la figura
$f_{bpd,fi}$	es la resistencia de adherencia para el anclaje de los tendones en el elemento a temperatura elevada:
	$f_{bpd,fi} = \eta_{p2} \cdot \eta_1 \cdot \frac{0.7 \cdot f_{ctm} \cdot k_{c,t}(\theta_{p,m})}{\gamma_{c,fi}} \quad (6-200)$
$f_{bpd,pr,fi}$	es la tensión de adherencia para el anclaje de los tendones en el hormigón vertido in situ (en caso de cordones salientes) a la temperatura elevada:
	$f_{bpd,pr,fi} = \eta_{p2} \cdot \eta_1 \cdot \frac{0.7 \cdot f_{ctm,insitu} \cdot k_{c,t,insitu}(\theta_{p,pr,m})}{\gamma_{c,fi}} \quad (6-201)$
$F_{R,a,fi,s}$	es la capacidad de fuerza de la armadura de conexión anclada en la sección considerada:
	$F_{R,a,fi,s} = A_s \cdot f_{yk} \cdot k_s(\theta_s) \quad (6-202)$
$k_p(\theta_p)$	es el factor de reducción de la resistencia para el acero pretensado a una temperatura θ_p , de acuerdo al apartado 4.2.4.3 de la Norma EN 1992-1-2:2004
$k_s(\theta_s)$	es el factor de reducción de la resistencia para la armadura ordinaria a una temperatura θ_s de acuerdo al apartado 4.2.4.3 de la Norma EN 1992-1-2:2004
$k_{c,t}(\theta_{p,m})$	es el factor de reducción medio de la resistencia para la resistencia a tracción del hormigón a lo largo del anclaje con una temperatura media $\theta_{p,m}$ de acuerdo al apartado 3.2.2.2 de la Norma EN 1992-1-2:2004
$k_{c,t,insitu}(\theta_{p,pr,m})$	es el factor de reducción de la resistencia para la resistencia a tracción del hormigón vertido in situ en la longitud de anclaje considerada, de acuerdo al apartado 3.2.2.2 de la Norma EN 1992-1-2:2004;
$\eta_{p2}; \eta_1$	según se define en el apartado 8.10.2.3 de la Norma EN 1992-1-1:2004:

η_{p2} es un coeficiente que tiene en cuenta el tipo de armadura activa y la condición de adherencia en el anclaje:

- $\eta_{p2} = 1,4$ para alambres grafilados.
- $\eta_{p2} = 1,2$ para cordones de 7 alambres trenzados.
- $\eta_1 = 1,0$ para buenas condiciones de adherencia
- $\eta_1 = 0,7$ en caso contrario, a menos que se pueda justificar un valor mayor por unas condiciones especiales durante la ejecución;

Sólo debe tenerse en cuenta la armadura en la parte inferior del elemento ($0,5 \cdot h$). La sección transversal considerada es normalmente la sección en la cara del apoyo.

La capacidad de anclaje de la armadura longitudinal embebida en el apoyo puede calcularse teniendo en cuenta el efecto de la masa de hormigón sobre la distribución de temperaturas, usando la temperatura media θ_m y $\theta_{m,pr}$ del cordón a lo largo de la longitud considerada en el apoyo, respectivamente x en el elemento prefabricado X y x_{pr} en el hormigón vertido in situ, cuando sea relevante.

Si la armadura de acero longitudinal está situada aproximadamente a la mitad del canto de la placa, el factor de reducción de la resistencia k_s puede tomarse igual a 1.

Así, la restricción asociada a la capacidad a cortante en situación accidental de incendio se muestra en la tabla Tabla 6-19.

Tabla 6-19. Restricción de cortante en situación accidental de incendio.

	Tipo	Descripción
r.s.i.2	Restricción (I2)	$V_{Ed,fi} \leq V_{Rd,fi,t}$ cortante en situación de incendio para un tiempo en minutos fijado

6.8.1.4.2.1 Cortante de cálculo en situación accidental de incendio $V_{Edi,fi}$.

La resistencia a cortante en situación accidental de incendio se verifica mediante la siguiente expresión:

$$V_{Edi,fi} \leq V_{Rdi,fi,t} = V_{Rd,fi}(\underline{x}_g, \underline{x}_m, \underline{x}_{spi}, t) \quad (6-203)$$

Corresponde a una situación accidental o extraordinaria de proyecto

$$V_{Edi,fi} = \eta_{fi} \cdot V_{Edi} = (p_f(\underline{x}_i) / p_d(\underline{x}_i)) \cdot V_{Edi} \quad (6-204)$$

6.9 BIBLIOGRAFIA.

- [1] M. d. F. Comisión Permanente del Hormigón España, "EHE-08 : instrucción de hormigón estructural," ed. Madrid: Madrid : Ministerio de Fomento 2008, p. 702 p.
- [2] J. Calavera Ruiz, *Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón en masa, armado, pretensado*. Madrid: Madrid : INTEMAC, 2008.
- [3] I. A. Martínez and R. B. Rodríguez-Cano, *Código técnico de la edificación / Technical Building Code*: Editorial Tecnos, 2014.
- [4] AENOR, "UNE-EN 1168 Productos prefabricados de hormigón. Placas alveolares.," pp. 1-82, 2012.
- [5] A. E. d. N. y. Certificación, *UNE-ENV 1992-1-2: EUROCODIGO 2 : proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales, proyecto de estructuras frente al fuego*: AENOR, 1996.
- [6] CEB-FIB, *Special design considerations for precast prestressed hollow core floors*: FIB Comission 6 - Prefabrication, 2000.
- [7] W. Jansze, A. Van Acker, B. Sella Bella, R. Klein-Holte, G. Lindström, J. P. Py, *et al.*, *Structural behaviour of prestressed core floors exposed to fire*. Brussels, Belgium: BIBM, 2014.
- [8] PCI, "Manual for the design of wollow core slabs," ed. Chicago: PCI, Precast Prestressed Concrete Institute, 1998.
- [9] ASSAP, *Il Solaio alveolare progettazione e impieghi*. Verona: ASSAP: Associazione produttori di solai alveolari precompressi, 1998.
- [10] M. A. M. Fernandez, P.F. ; Martí, J.R., *Hormigón pretensado: Análisis y Estados Límite*. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia, 1997.
- [11] W. Borgogno, "Tragverhalten von Slim-Floor-Decken mit Betonhohlplatten bei Raumtemperatur und Brandeinwirkungen," 1998.
- [12] J. Fellingner, "Shear and anchorage behaviour of fire exposed hollow core slabs," Civil Engineering and Geosciences 2004.
- [13] J. Fellingner, "Shear and anchorage behaviour of fire exposed hollow core slabs," *Structural Concrete*, vol. 6, pp. 172-179, // 2005.

Capítulo 7

Algoritmos de optimización

7.1 INTRODUCCIÓN.

En los capítulos anteriores se han definido las variables x del problema y las restricciones y ligaduras, tanto de tipo geométrico como las de tipo mecánico derivadas de los diferentes estados límite que puede experimentar la placa alveolar en las diferentes situaciones de proyecto, incluida la situación accidental de incendio. De este modo el problema que se ha modelado y que hay que resolver es un problema no lineal de optimización con variable discreta y variable continua (MD-NLP), y que se puede expresar mediante la siguiente formulación genérica.

$$\min_{\bar{x} \in \mathbb{R}^{N_T}} f(\bar{x})$$

sujeto a:

$$h_n(\bar{x}) = 0 \quad n = 1, \dots, p$$

$$g_n(\bar{x}) \leq 0 \quad n = 1, \dots, m$$

$$x_i \in D_i \quad D_i = (d_{i1}, d_{i2}, \dots, d_{iq}) \quad i = 1, \dots, n_d$$

$$x_{iL} \leq x_i \leq x_{iU} \quad i = n_d + 1, \dots, N_T$$

El objetivo de este capítulo es seleccionar y desarrollar un algoritmo de optimización adecuado, teniendo en cuenta el estado del arte revisado en el capítulo 2, capaz de resolver el problema planteado. A la vista del análisis del estado del arte en el ámbito de optimización de estructuras de hormigón armado y pretensado, se opta por la utilización de métodos heurísticos, por razones de simplicidad y practicidad, atendiendo a la naturaleza del problema.

7.2 ANTECEDENTES A LOS MÉTODOS DE OPTIMIZACIÓN HEURÍSTICOS.

En la mayoría de las ocasiones, debido al elevado número de variables que participan en la resolución de algunos problemas de optimización reales, no es factible el uso de métodos de solución exacta para la obtención de soluciones óptimas. Suele ser suficiente una solución que esté relativamente cerca de la óptima si con ello se reduce el tiempo y la complejidad del cálculo. Cuando se utilizan variables discretas, el problema a resolver se plantea sobre un conjunto finito de soluciones, asociados a un conjunto de números reales, cuya combinación trata de optimizar una función objetivo.

El término Heurístico fue acuñado por el matemático George Pólya [1], que propuso varias heurísticas en su libro “Cómo resolver y plantear problemas”, se convirtió en un referente en la resolución de problemas matemáticos.

Los métodos heurísticos son estrategias generales de resolución y reglas de decisión encaminadas a la resolución de problemas. Estas estrategias indican las vías o posibles enfoques a seguir para alcanzar una solución, generalmente la cercana a la óptima o la óptima. La aplicación de los métodos heurísticos depende del tipo de problema, ya que algunos métodos son más generales que otros.

La optimización mediante la aplicación de técnicas heurísticas nace de la posibilidad de desarrollar un tipo de técnicas, denominadas meta-heurísticas, que no dependen de las características de un problema concreto. Dada su generalidad, con ellas es posible abordar cualquier tipo de problema. Son procedimientos que buscan las soluciones óptimas, o suficientemente próximas al óptimo, mediante estrategias de búsqueda inspiradas en procesos naturales o en la inteligencia artificial.

Los tiempos de cálculo de los algoritmos heurísticos, en algunas ocasiones se pueden variar por el usuario y, de esa manera, adaptarse a las circunstancias y calidad de solución requerida en las que se emplea el método. Se han aplicado diferentes métodos heurísticos en otros campos distintos a la optimización estructural, como la hidráulica (Clark et al.[2] 2006)[2]), transporte, electricidad (De Leao [3] (1999)), etc.

7.3 CLASIFICACIÓN DE LOS MÉTODOS HEURÍSTICOS.

Existen diferentes métodos heurísticos, esto viene dado por su naturaleza compleja y variada, es difícil definir una clasificación por esta razón ya que la mayoría de ellos se construyen para un problema en particular, lo que hace que su aplicación a otros problemas similares sea casi imposible.

El siguiente esquema muestra una clasificación más amplia, con unas categorías no excluyentes, en donde se ubican a los métodos heurísticos más conocidos.

- Métodos de Descomposición: el problema original se descompone en sub problemas más sencillos de resolver.
- Métodos Inductivos: es generalizar de versiones más pequeñas a lo más complejos.
- Métodos de Reducción: el objetivo es restringir el espacio de soluciones simplificando el problema.
- Métodos Constructivos: consisten en construir literalmente paso a paso la solución del problema. Usualmente son métodos deterministas y suelen estar basados en la mejor elección de cada iteración.
- Métodos de Búsqueda Local: a diferencia de los métodos anteriores, el procedimiento de búsqueda o mejora local, comienza con una solución del problema y la mejoran progresivamente, el método finaliza cuando no existe ninguna solución accesible que mejore la anterior.

Los métodos constructivos y los de búsqueda local son la base de los métodos metaheurísticos.

7.4 LA METAHEURÍSTICA.

7.4.1 Definición.

Mientras que la técnica heurística consiste básicamente en la exploración del espacio de soluciones con estrategias del tipo prueba-error, pero procurando que cada prueba se realice en base a la experiencia adquirida durante el proceso, la metaheurística es una técnica diseñada para resolver problemas difíciles de optimización combinatoria, en los que los heurísticos clásicos no son efectivos.

Los metaheurísticos proporcionan un marco general para crear nuevos algoritmos híbridos combinando diferentes conceptos derivados de la inteligencia artificial, la evolución biológica y la mecánica estadística. Es decir, los metaheurísticos no son métodos de optimización en sentido estricto, sino estrategias en base a las cuales es posible desarrollar algoritmos de optimización. La principal ventaja de este tipo de técnicas es que no imponen ninguna condición en el problema que deben resolver, y ello las hace muy atractivas para la optimización con unos planteamientos tremendamente prácticos.

7.4.2 Clasificación de las técnicas heurísticas.

Existen en la actualidad numerosas técnicas de aproximación que han sido probadas con éxito en diferentes problemas de optimización. Una clasificación posible, es la propuesta por Yepes [4] (2002) mostrada en la Figura 7-1:

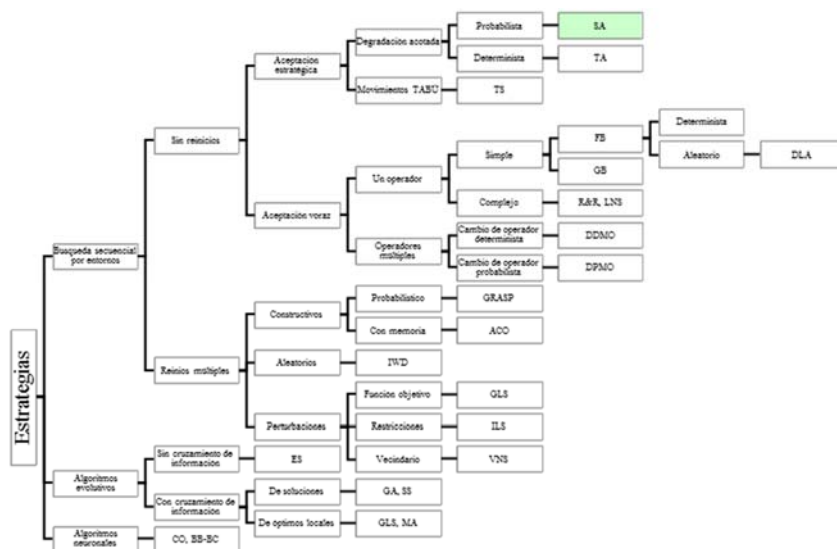


Figura 7-1. Clasificación de las técnicas de optimización heurísticas, según Yepes[4].

Las metaheurísticas se pueden subdividir en los siguientes subgrupos:

- Metaheurísticos de búsqueda secuencial por entornos: son métodos que presuponen que existe una solución y realizan procedimientos de búsqueda, la diferencia con los métodos analíticos es que no necesariamente se encontrará la solución óptima.
- Metaheurísticas evolutivas, basados en poblaciones: son métodos que van construyendo un conjunto de soluciones a diferencia de los otros métodos que solo pasan de una solución a otra en cada iteración.
- Metaheurísticas constructivas, o red neuronal: este tipo de metaheurística va incorporando elementos a una estructura inicialmente vacía que representa la solución.

El primer grupo de técnicas estudia el espacio de soluciones mediante la exploración del entorno asociado a una solución de partida. Busca una solución que mejore a la inicial mediante movimientos discretos. Este proceso repetido varias veces puede llevar a encontrar soluciones de calidad para el problema.

Los métodos basados en poblaciones son evolutivos, partiendo de una población inicial (grupo de soluciones) trata de mejorarlas llegando a poblaciones mejores, en las que puede que destaque algún miembro de la misma, el cuál es el candidato a encontrar el óptimo.

La misión principal de las redes neuronales consiste en simular las propiedades observadas en los sistemas neuronales biológicos a través de modelos matemáticos recreados mediante mecanismos artificiales. Inicialmente, no fueron desarrolladas como técnicas de optimización sino para aplicaciones en las que no se dispone a priori de un modelo identificable pero sí de un conjunto de datos. Sin embargo se pueden emplear en la optimización de funciones.

En el presente trabajo se van a aplicar técnicas de búsqueda secuencial por entornos como la búsqueda por gradiente o *Descent Local Search* y el *Simulated Annealing*. Ambos se desarrollan con detalle a continuación.

7.5 MÉTODOS DE BÚSQUEDA SECUENCIAL POR ENTORNOS.

Resulta evidente que deben establecerse estrategias de búsqueda de óptimos que no estén basados en el azar y que no precisen la evaluación de todo el espacio de soluciones tal como se ha visto anteriormente. Se define el concepto de movimiento de una solución como la operación de modificar las variables x_i dentro de pequeños intervalos. Si las modificaciones son pequeñas la solución final se parecerá a la de partida, si las modificaciones fueran grandes la nueva solución no se parecería nada a la anterior, perdiendo toda la información. Definido un movimiento y una solución de partida, aquellas soluciones que pueden ser definidas a partir de la inicial, aplicando ese movimiento constituyen el entorno de soluciones asociado a la primera solución.

Una vez definidos los conceptos de movimiento y entorno, que son centrales en todos los métodos de búsqueda secuencial por entornos, se pasa a describir los métodos empleados en el presente trabajo fijándose en el procedimiento de selección de cada nueva solución, su modo de aceptación y el criterio apropiado de parada en la búsqueda.

7.5.1 *Búsqueda por gradiente. Descent Local Search (DLS).*

La técnica del *DLS* rastrea el espacio de soluciones mediante la exploración del entorno asociado a una solución dada. Se trata de encontrar una solución del entorno que mejore a la solución actual en su coste. Este proceso repetido sucesivas veces puede asimilarse a realizar un recorrido por el espacio de soluciones en trayectorias descendentes, es decir, gradientes negativos de la función objetivo. A este tipo de técnicas se les denomina de búsqueda con aceptación voraz de soluciones, ya que es una técnica que acepta la opción óptima en cada paso local o movimiento. Este esquema de algoritmo es el que plantea menos dificultades en su diseño, la solución inicial es mejorada a medida que avanza el proceso, hasta que no es posible mejorarla más.

Con la técnica de búsqueda por gradiente se pueden alcanzar soluciones que constituyen óptimos en el entorno de soluciones asociados a ellos, siempre que la búsqueda dure el tiempo suficiente. Pero se corre el riesgo que estas soluciones sean óptimos de baja calidad debido a una convergencia prematura sin que la técnica del gradiente pueda escapar de ellos.

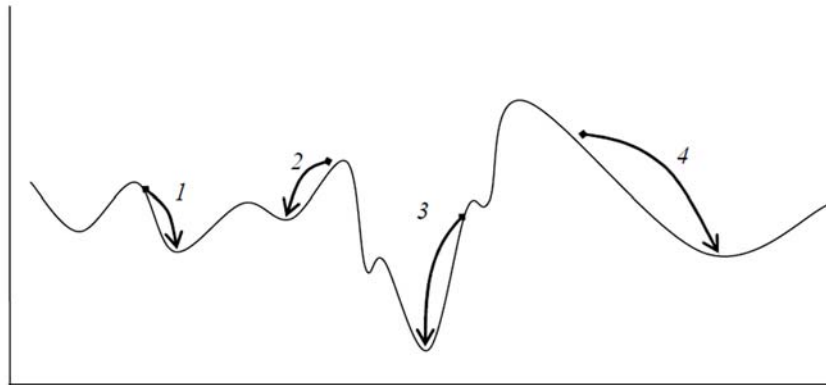


Figura 7-2. Búsqueda por gradientes. Óptimos locales.

Las trayectorias 1, 2 y 4 terminan en óptimos locales de baja calidad. Esta dependencia de la solución inicial supone que la calidad del óptimo encontrado dependerá mucho del azar. En esa misma Figura 7-2 puede verse como el óptimo global solo es posible alcanzarlo si, por azar, la búsqueda se inicia desde alguna de las soluciones de su entorno. Para conseguir algo de eficacia en este tipo de algoritmos se recurre a reinicios múltiples del algoritmo.

El criterio de parada del algoritmo es aquel que interrumpe la secuencia de rastreo del espacio de soluciones, dando por buena la última solución alcanzada. Para el algoritmo del *Descent Local Search* se establece como criterio de parada alcanzar una cantidad de movimientos sin mejora de la función objetivo igual a dos veces el entorno de la solución adoptada ($C_{par} = 2 \cdot R$).

7.5.2 Cristalización simulada. *Simulated Annealing (SA)*.

Para resolver la convergencia prematura a soluciones de baja calidad que se produce en los algoritmos de búsqueda por gradientes como DLS, se han planteado diversas formas que mejoran las técnicas del gradiente, aceptando la degradación estratégica de las soluciones alcanzadas para salvar óptimos locales.

Una de ellas es la técnica del *Simulated Annealing* propuesta inicialmente por Kirkpatrick, Gelatt y Vecchi [5] en el año 1983, y simultáneamente por Cerny [6] en 1985.

El término *Simulated Annealing*, que se podría traducir al castellano por “Recocido Simulado” hace referencia a un tratamiento térmico como es el recocido.

Como se indica en Kirkpatrick [5], existe una relación muy estrecha entre la Mecánica Estadística, que estudia el comportamiento de sistemas con muchos grados de libertad en equilibrio térmico, y los problemas de Optimización Combinatoria, que buscan minimizar una función objetivo que depende de muchos parámetros. La Mecánica

Estadística es la base fundamental de la Física de la Materia Condensada. Dado el elevado número de átomos que constituyen una pequeña cantidad de materia (basta para ello recordar que doce gramos de carbono contienen $6,023 \times 10^{23}$ átomos), solamente se observa en los experimentos aquel estado más probable del sistema en equilibrio térmico a una temperatura dada.

Cada configuración del sistema, definida por un conjunto de posiciones de los átomos (r_i), tiene asociada su factor de probabilidad de *Boltzmann*:

$$e^{\frac{-E(\{r_i\})}{k_B T}} \quad (7-1)$$

donde:

$E(\{r_i\})$ representa la energía de la configuración

k_B es la constante de Boltzmann

T es la temperatura.

Una cuestión fundamental de la Mecánica Estadística es el comportamiento del sistema a bajas temperaturas. Los estados fundamentales y las configuraciones próximas a ellos, representan un número extremadamente pequeño frente a todas las configuraciones de un cuerpo macroscópico, aunque determinan sus propiedades a bajas temperaturas, ya que al disminuir T , la distribución de *Boltzmann* tiende al estado de mínima energía.

En las situaciones prácticas, una baja temperatura no es una condición suficiente para encontrar los estados fundamentales de la materia. Los experimentos que determinan el estado a bajas temperaturas de un material se realizan mediante un cuidadoso recocido del material, fundiendo primero la substancia, realizando a continuación un enfriamiento muy lento hasta la vecindad del punto de congelación.

Si no se emplea este método, y se permite que la substancia salga del punto de equilibrio, el cristal resultante tendrá muchos defectos, o se alcanzará un estado metaestable, con estructuras locales óptimas.

El encontrar el estado de baja temperatura de un sistema, calculando su energía, es un problema similar a uno de optimización combinatoria. Sin embargo el concepto de temperatura de un sistema físico no tiene un equivalente claro en el problema de optimización.

La equivalencia del símil termodinámico entre el problema de optimización y la búsqueda del estado fundamental de la materia mediante el recocido, es la siguiente:

Tabla 7-1 Equivalencia del símil termodinámico entre el problema de optimización y la búsqueda del estado fundamental de la materia.

RECOCIDO DEL MATERIAL HACIA SU CONFIGURACIÓN FUNDAMENTAL	PROBLEMA DE OPTIMIZACIÓN
Configuración del sistema	Solución de problema
Configuración fundamental	Óptimo global del problema
Energía de la Configuración	Valor de la función objetivo para una solución del problema
Temperatura del sistema	Parámetro de control del algoritmo, sin sentido físico.

Como se indica en Laarhoven [7], para simular la evolución hacia la configuración fundamental del sistema “ u ” óptimo del problema, para un valor de temperatura “ T ” fijo, Kirpatrick et al. [5] propusieron un método basado en los modelos de *Metrópolis* [8].

Este método, partiendo de una solución inicial del problema, se basa en la generación de una secuencia de soluciones a partir de perturbaciones aleatorias de la solución anterior. Cada nueva configuración es aceptada siempre que su energía (valor de la función objetivo) sea menor que la anterior, y en caso de que sea mayor puede ser aceptada con una probabilidad dada por la expresión de Boltzman:

$$P = e^{\frac{-\Delta E}{T}} \quad (7-2)$$

donde:

P Es la probabilidad de aceptación. $\{P \in (0,1)\}$

ΔE Es el incremento de la función objetivo entre dos soluciones consecutivas

T Es un parámetro de control

En la siguiente gráfica se observa la influencia de la temperatura en la probabilidad de aceptación.

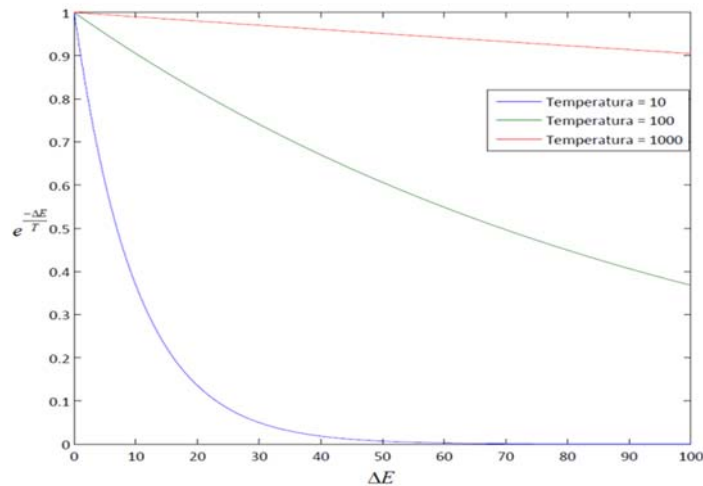


Figura 7-3. Relación temperatura-probabilidad de aceptación.

Puede observarse que la probabilidad de aceptación de nuevas soluciones desciende con la temperatura y que también es menor para configuraciones que suponen un mayor incremento de la función objetivo del problema.

El criterio de aceptación descrito anteriormente se denomina *criterio de Metrópoli*. Con él, el algoritmo SA introduce un criterio de aceptación de las soluciones que ya no es voraz, ya que se aceptan soluciones que no disminuyen la energía, degradando la calidad momentánea de la solución, con el objetivo de salvar óptimos locales en la búsqueda de un óptimo global.

En definitiva, la técnica *Simulated Annealing* se basa en partir de una solución del problema, perturbándola aleatoriamente para obtener una nueva solución que será aceptada o no según el criterio de *Metropolis*. Se repetirá esta secuencia estableciendo una temperatura alta al inicio del proceso que irá disminuyendo a lo largo del mismo (recocido). Con esto, en el inicio del proceso la probabilidad de aceptación de soluciones que no mejoren la función objetivo será elevada, regulándose posteriormente. Así se busca independizar el óptimo alcanzado al final del proceso de la solución inicial adoptada, ya que los mínimos locales cercanos a la solución inicial podrán salvarse (Figura 7-4).

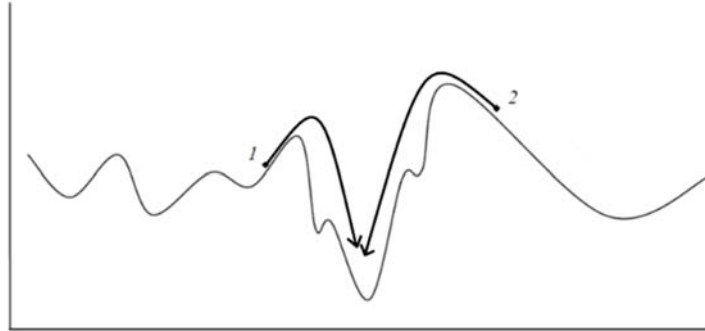


Figura 7-4. Salto del procedimiento en mínimos locales.

El procedimiento simplificado para un algoritmo SA es el siguiente:

```
INICIALIZACIÓN  $\{\bar{x}_0, T_0\}$ 
Repeat
  Repeat
    Perturbación (Movimiento)  $\bar{x}_i \rightarrow \bar{x}_i'$ 
    If  $\Delta E_{i,i'} \leq 0$  then
      Aceptación de la nueva solución  $\bar{x}_{i+1} = \bar{x}_i'$ 
    Else
      If  $\exp(-\Delta E_{i,i'} / T_i) > \text{Random}[0,1)$  then
        Aceptación de la nueva solución  $\bar{x}_{i+1} = \bar{x}_i'$ 
      Else
        Solución NO aceptada  $\bar{x}_{i+1} = \bar{x}_i$ 
      End if
    End if
  End if
  Until: Criterio de equilibrio
   $T_k \rightarrow T_{k+1}$ 
Until: Criterio de parada (Sistema Congelado)
```

7.5.2.1 *Modelo matemático*

Se puede considerar que establecido el espacio de soluciones, el mecanismo de generación y la estructura de la vecindad a una solución dada, el funcionamiento de un algoritmo SA consiste en un intento continuo de transformación de la configuración actual en alguna de sus configuraciones vecinas. Este mecanismo es matemáticamente asimilable a una *cadena de Markov*, es decir corresponde a una secuencia de experimentos, en la que el resultado de cada experimento depende únicamente del resultado del experimento anterior. En el caso de un algoritmo SA, los experimentos equivalen a las transiciones, y es evidente que el resultado de una transición depende únicamente del resultado de la transición previa.

Una cadena de Markov se describe por medio de un conjunto de probabilidades condicionales $P_{ij}(k-1, k)$ para cada par de resultados (i, j) donde $P_{ij}(k-1, k)$ es la probabilidad de que el resultado del experimento k -ésimo sea j , supuesto que el resultado del experimento $(k-1)$ -ésimo sea i .

$$P_{ij}(k-1, k) = Pr \{ X(k) = j \mid X(k-1) = i \} \quad (7-3)$$

Si se define como $a_i(k)$ la probabilidad de obtener como resultado i en el k -ésimo intento, se podrá calcular $a_i(k)$ mediante la siguiente expresión:

$$a_i(k) = Pr \{ X(k) = i \} \quad (7-4)$$

$$a_i(k) = \sum_{l=1}^L a_l(k-1) \cdot P_{li}(k-1, k) \quad k = 1, 2, \dots \quad (7-5)$$

siendo L el número de posibles soluciones.

Si las probabilidades condicionales no dependen de k , la correspondiente cadena de Markov se denomina *homogénea*, y en caso contrario, *no homogénea*.

En el caso de los algoritmos S.A., la probabilidad condicional $P_{ij}(k-1, k)$ representa la probabilidad de que la k -ésima transición sea una transición de la configuración i a la j . De esta forma, $X(k)$ es la configuración obtenida después de k transiciones. A la vista de esto, $P_{ij}(k-1, k)$ se denomina *probabilidad de transición* y la matriz $|S| \times |S|$ formada por $P_{ij}(k-1, k)$, *matriz de transición*.

Las probabilidades de transición dependen del valor del parámetro de control T , o temperatura del sistema. De esta forma si se mantiene constante T , la correspondiente cadena de Markov es homogénea y la matriz de transición $P=P(T)$ se puede definir como:

$$P_{ij}(T) = \begin{cases} G_{ij}(T)A_{ij}(T) & \forall j \neq i \\ 1 - \sum_{l=1, l \neq i}^s G_{il}(T)A_{il}(T) & j = i \end{cases} \quad (7-6)$$

Según la última expresión cada probabilidad de transición se define como el producto de dos probabilidades condicionales: la *probabilidad de generación* $G_{ij}(T)$, que proporciona la probabilidad de generar la configuración j a partir de la configuración i , y la *probabilidad de aceptación* $A_{ij}(T)$, que indica la probabilidad de aceptar la configuración j una vez generada a partir de la configuración i . Las respectivas matrices $G(T)$ y $A(T)$ se denominan respectivamente matriz de generación y matriz de aceptación.

De la definición (7-6) se deduce que la matriz $P(T)$ es una matriz estocástica, es decir:

$$\forall i \quad \sum_j P_{ij}(T) = 1 \quad (7-7)$$

Puesto que el parámetro T varía en el transcurso del algoritmo se pueden distinguir dos tipos de formulaciones:

- a) *Algoritmo homogéneo*: el algoritmo es descrito por una serie de cadenas de Markov homogéneas. Cada cadena de Markov es generada para un valor fijo de T , siendo T decrementada entre cadenas de Markov consecutivas.
- b) *Algoritmo no homogéneo*: el algoritmo es descrito por una única cadena de Markov. El valor de T es decrementado entre transiciones consecutivas, lo que equivale a considerar que se realiza el enfriamiento a través de una serie de escalones de longitud unidad

El algoritmo S.A. obtiene un mínimo global si, después de un número de transiciones (normalmente bastante elevado), supóngase K , se verifica la siguiente relación:

$$Pr\{X(K) \in S_{opt}\} = 1 \quad (7-8)$$

Donde S_{opt} es el conjunto de configuraciones de los mínimos globales.

Se puede demostrar que el algoritmo homogéneo, que es el que se emplea en el presente trabajo, presenta convergencia asintótica es decir:

$$\lim_{K \rightarrow \infty} Pr\{X(K) \in S_{opt}\} = 1 \quad (7-9)$$

Si:

- Cada cadena de Markov es de longitud infinita.
- Se verifican ciertas condiciones en las matrices $A_{ij}(t)$ y $G_{ij}(t)$
- $\lim_{k \rightarrow \infty} T_k = 0$ donde T_k es el valor de la temperatura en la k -ésima cadena de Markov.

7.5.2.2 Programa de enfriamiento. “Cooling Schedule”

En la implementación práctica del algoritmo, la convergencia asintótica al mínimo global únicamente puede ser aproximada ya que las condiciones para la convergencia asintótica no pueden cumplirse de forma práctica.

Por el ejemplo, el número de transiciones de la solución a una temperatura fija (Longitud de la cadena de Markov) debe ser finito, así como $\lim_{k \rightarrow \infty} T_k = 0$ únicamente se puede alcanzar de forma aproximada para un número finito de cadenas k .

Debido a estos criterios prácticos el algoritmo en su aplicación no puede garantizar con una probabilidad igual a 1 la obtención del mínimo global del problema.

Así en la aplicación del algoritmo homogéneo del SA deben definirse una serie de parámetros de control que constituirán su programa de enfriamiento (*Cooling Schedule*):

- Valor inicial del parámetro de control T_0 (Temperatura inicial)
- Valor final de la temperatura de control (criterio de parada)
- Longitud de la cadena de Markov (criterio de equilibrio)
- Patrón de enfriamiento para la variable de control $T_k \rightarrow T_{k+1}$

A continuación se desarrollan los valores adoptados para el programa de enfriamiento.

7.5.2.2.1 Temperatura inicial

Comúnmente, según Park [5], se establece que el valor inicial de la temperatura debe ser tal que prácticamente la totalidad de las transiciones iniciales del proceso sean aceptadas: $\exp(-\Delta E / T_0) \approx 1$.

Un criterio más práctico desarrollado por diversos autores Johnson [9] se basa en obtener T_0 calculando el valor medio del incremento energético positivo $\overline{\Delta E}^{(+)}$ para una cantidad de transiciones aleatorias, todas ellas desde la solución inicial de partida. Estableciendo una probabilidad inicial de aceptación P_0 .

$$T_0 = \frac{\overline{\Delta E}^{(+)}}{\ln(P_0)} \quad (7-10)$$

7.5.2.2.2 Criterio de parada

El criterio de parada determina el valor final del parámetro de control, que al ser alcanzado detendrá el algoritmo asumiendo como óptima la última solución adoptada. Un criterio posible de parada es el propuesto por Johnson [9] que establece un porcentaje de aceptación mínimo χ_f para la cadena de Markov.

Así el algoritmo se parará cuando la relación entre las transiciones aceptadas y las intentadas, en una cadena de Markov, sea inferior a una probabilidad asignada de parada:

$$\frac{(N_{accept})_k}{(N_{int})_k} \leq \chi_f \quad (7-11)$$

7.5.2.2.3 Criterio de equilibrio

El criterio de equilibrio es el que determina la longitud de las cadenas de Markov, es decir, la cantidad de transiciones para las que se mantiene la temperatura constante en el algoritmo homogéneo.

Diversos autores indican que el valor de la longitud de las cadenas de Markov L_k debe ser dependiente del tamaño del problema e independiente de k .

Reglas de este tipo han sido propuestas por Kirpatric [5] como $L_k=n$, igual al número de variables del problema o Johnson [9] $L_k=m \cdot R$, igual a un múltiplo del tamaño de la vecindad.

En el capítulo 9 correspondiente al plan experimental se detallan la longitud de cadena de Markov adoptada, según los criterios indicados.

7.5.2.2.4 Patrón de enfriamiento

El patrón de enfriamiento para la variable de control debe ser elegido de forma que el decremento de la temperatura sea lo suficientemente lento.

Con frecuencia la regla de decrecimiento establecida es del tipo:

$$T_{k+1} = \alpha \cdot T_k \quad (7-12)$$

Donde α es una constante que pertenece al intervalo (0,1). Kirpatrick et al. [5] proponen un valor de $\alpha = 0,95$

7.5.3 Aceptación por umbrales (Threshold Accepting, TA).

Se trata de un procedimiento similar a la cristalización simulada SA y fue propuesto por Dueck y Scheuer [10] (1990) como versión parcialmente determinista de SA. La principal diferencia es el criterio con el que se aceptan soluciones modificadas. TA aceptará las nuevas soluciones si mejoran en coste la anterior o si el empeoramiento es menor que un umbral prefijado, de lo contrario se mantiene la solución actual. De esta manera en cada iteración se aceptan movimientos que mejoran la solución actual con más probabilidad que los movimientos de empeoramiento. Un parámetro de control irá disminuyendo el umbral de aceptación conforme avanza el proceso.

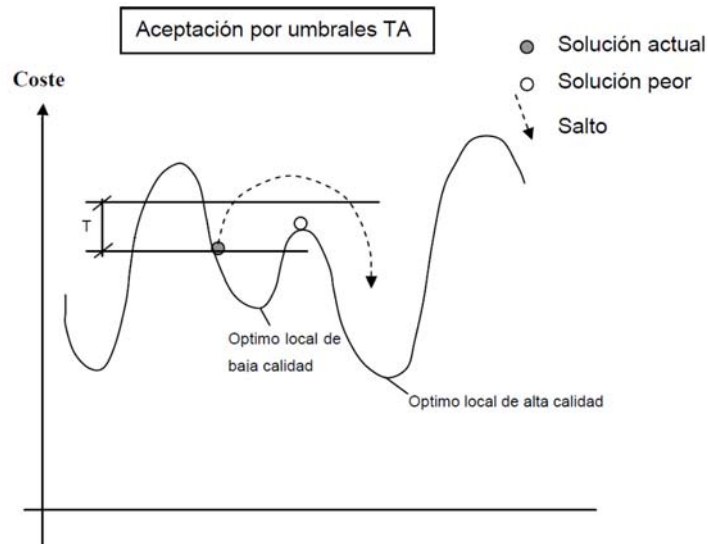


Figura 7-5. Búsqueda por aceptación por umbrales.

Tanto SA y TA son métodos de optimización cuya convergencia se demuestra bajo determinadas condiciones. En el caso del TA, Althofer y Koschnick[11] demostraron que a tiempo infinito converge al óptimo global. Desde el punto de vista práctico, las demostraciones de convergencia al óptimo global, no deben sobrevalorarse porque se cumplen para tiempos de cálculo no aplicables en la realidad. En este trabajo se ha utilizado la búsqueda TA.

7.5.4 Búsqueda Tabú (TS).

Introducida por Glover [12], esta estrategia se basa en una memoria que guía la búsqueda hacia zonas del espacio de soluciones aún no exploradas, evitando que la búsqueda repita soluciones visitadas previamente. Introduce dos tipos de memoria: a corto plazo y a largo plazo. A corto plazo guarda en una lista tabú las soluciones visitadas recientemente, así genera un entorno reducido que será el usual eliminando las soluciones tabú. A largo plazo, de manera que se identifiquen y mantengan aquellos atributos que inducen una cierta estructura beneficiosa para las soluciones.

La memoria a largo plazo tiene dos estrategias asociadas: Intensificar, regresando a regiones ya exploradas para estudiarlas en profundidad y diversificar, visitando nuevas áreas no exploradas.

7.5.5 Algoritmo del diluvio universal (Great Deluge Algorithm, GDA).

Se aceptarán soluciones peores siempre que éstas no superen un valor máximo (o mínimo, si se maximiza) establecido de antemano y decreciente (creciente) durante el

proceso. Difiere del TA en que lo que se limita no es la diferencia de coste entre dos soluciones consecutivas, sino el coste neto de la segunda solución que en ese momento se estudia (Dueck [13], 1993).

Su analogía con un fenómeno natural es la siguiente: cuando un paisaje montañoso se va inundando, si la cota de agua asciende lo suficientemente lenta permitirá divisar y refugiarse en el punto más alto (óptimo global). Si la cota asciende muy rápida nos tendremos que refugiar en el punto más alto cercano (óptimo local) sin tener la posibilidad de bajar al valle para alcanzar un punto más alto que el de nuestro entorno. En ningún caso se podrá bajar por debajo de la cota ya alcanzada por el nivel de agua.

7.5.6 Aceptación por cercanía al líder

Se basa en las técnicas del TA y del GDA. A partir del coste de la mejor solución obtenida durante el proceso se acepta cualquiera que su coste no difiera más de un determinado umbral. Conforme el proceso avanza el umbral disminuirá y la mejor solución mejorará. Difiere del TA en que el umbral se valora como la diferencia de coste entre la nueva solución y la mejor obtenida durante el proceso.

7.5.7 Procedimientos Greedy Randomized Adaptive Search Procedure (GRASP).

Propuesto por Hart and Shogan[14] (1987) combinan la idea de búsqueda aleatoria y de una búsqueda por gradiente. Se basa en la generación de soluciones mediante técnicas probabilísticas, a las que aplica después algún algoritmo de mejora local. Se consigue una muestra representativa de las mejores soluciones con una alta probabilidad de que alguna de ellas sea de gran calidad.

7.5.8 Búsqueda local iterada (Iterated local search, ILS).

Se basa en emplear como espacio de soluciones el de los óptimos locales. Para cada solución de partida es posible alcanzar un óptimo local empleando cualquier técnica, por ejemplo el gradiente. Una vez alcanzado el óptimo local se le aplica una perturbación que modifica la solución a otra diferente a la que le corresponde otro óptimo local próximo al anterior. Operando de este modo, se puede rastrear un número significativo de óptimos locales y elegir el de mayor calidad.

7.5.9 Búsqueda en entornos variables (Variable neighborhood search, VNS)

Esta técnica fue propuesta, inicialmente, por Mladenovic y Hansen [15] (1997). Se basa en la idea de que se puede salir de un óptimo local si se aplica otro operador diferente para explorar el entorno de una solución, que aquel que permitió encontrarlo. Alternando sucesivamente dos o más operadores se consiguen alcanzar óptimos de calidad.

7.5.10 Las gotas de agua inteligentes. (Intelligent Water Drops)

H. Shah- Hosseini [16] propuso el método en 2007. Algoritmo inspirado en el hecho de que los ríos naturales encuentran caminos casi óptimos en su recorrido. Estas rutas

óptimas o casi óptimas se derivan de acciones y reacciones que se producen entre las gotas de agua y el agua discurre por sus cauces.

7.6 ALGORITMOS EVOLUTIVOS

Los algoritmos evolutivos están basados en poblaciones, y requieren un ajuste en la forma de valorar las mejores soluciones de cada una de las poblaciones (tamaño, criterio de cruce, de selección, etc.). Si se sobrevaloran las mejores soluciones se puede caer en una convergencia prematura a una determinada solución y si no se valoran lo suficiente puede llevar a un desconcierto del algoritmo en la búsqueda.

7.6.1 Colonia de Hormigas (*Ant colony, AN*).

Es un método metaheurístico con población de soluciones. Fue inicialmente propuesto por Dorigo et al.[17] (1996). Trata de simular el comportamiento de algunas colonias de insectos que optimizan el camino de búsqueda de la comida.

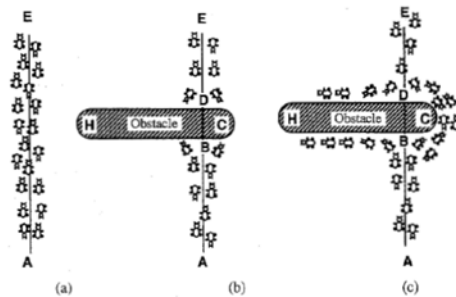


Fig. 1. An example with real ants. (a) Ants follow a path between points A and E. (b) An obstacle is interposed; ants can choose to go around it following one of the two different paths with equal probability. (c) On the shorter path more pheromone is laid down.

Figura 7-6. Descripción del funcionamiento de la colonia de hormigas.

Las hormigas optimizan el trabajo de la colonia mediante el intercambio de señales químicas (feromonas). En primer lugar exploran el entorno de su hormiguero de forma aleatoria. Tan pronto como un individuo encuentra una fuente de comida, evalúa su cantidad y calidad y transporta un poco al hormiguero. Durante el regreso la hormiga deja por el camino un rastro oloroso.

Después de un tiempo, el rastro oloroso depositado en el camino hacia el alimento crece con el número de hormigas que pase por él, y desaparece en caso contrario. El resultado final es la consecución de rutas casi óptimas entre dos puntos. Las hormigas son cooperativas, y trabajan hacia un objetivo común.

7.6.2 Optimización Espiral. (*Spiral Optimization, SO*)

Desarrollado por Keiichiro Yasuda y Kenichi Tamura en 2011 [18]. Se aproximan los fenómenos espiral focalizados para espirales logarítmicas y construyeron un nuevo algoritmo de optimización. El modelo se basa en una matriz de rotación logarítmica n-dimensión.

7.7 ALGORITMOS GENÉTICOS

Esta técnica metaheurística fue propuesta por John Holland[19](1975). Inspirándose en el proceso observado en la evolución natural de los seres vivos. Mediante el cruzamiento genético y la mutación, los individuos de una población evolucionan creando individuos mejor adaptados. Cada individuo en una población se ve afectado por el resto (compitiendo por recursos, emparejándose para procrear, huyendo de los depredadores, etc..) y también por el entorno (disponibilidad de comida, clima, etc..).

Los individuos mejor adaptados son los que tienen mayores posibilidades de vivir más tiempo y reproducirse, generando una progenie con su información genética.

Los GA se inician con una población de partida teniendo soluciones de diferentes calidades (fitness). De esta población se seleccionan parejas de soluciones en función de sus calidades. Las soluciones generadas a partir de otras, heredarán las cualidades de ambas.

En algunos casos se aplica sobre la nueva solución un operador de mutación, que modifica ligeramente de manera aleatoria la nueva solución. De las soluciones de la población anterior y las soluciones creadas mediante combinación y mutación se seleccionan las que formarán parte de la siguiente población. En la mayoría de los casos la nueva población se selecciona de manera elitista, asegurando la supervivencia de las mejores soluciones de la población actual. Esta técnica se aplica en este trabajo.

7.7.1 Búsqueda dispersa /Scatter search, ES)

Esta técnica se debe a Glover [12, 20] (1977). Es similar a los algoritmos genéticos GA, pero a diferencia de ellos sustituye el cruzamiento de soluciones por la combinación lineal, no estando fundamentado en la aleatorización sobre un conjunto relativamente grande sino en elecciones sistemáticas y estratégicas sobre un conjunto reducido. Para realizar una adecuada exploración del espacio de soluciones, se mantienen las soluciones entre padres, pero no sólo las mejores soluciones, sino también, aquellas que son más diferentes, de esta manera se evita explorar regiones donde ya se han alcanzado óptimos locales.

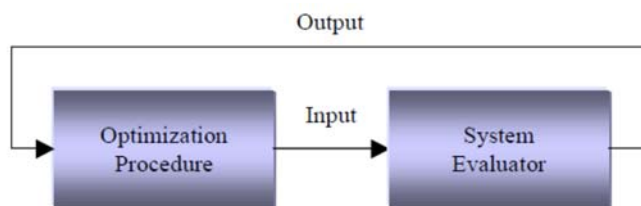


Figure 2. Coordination between optimization and system evaluation

Figura 7-7. Glover 1997.

7.7.2 Algoritmos meméticos (Memetic Algorithms, MA)

En su libro “El gen egoísta”, Dawkins[21] (1976) inventó el término meme para describir una unidad de evolución cultural humana análoga a los genes, argumentando que la replicación también ocurre en la cultura, aunque en un sentido diferente. Al igual que en los GA, los algoritmos meméticos se inspiran en el proceso evolutivo, pero en este caso de la evolución cultural. Pablo Moscato[22] (1989) explica la estrategia evolutiva de los algoritmos meméticos con la metáfora de la evolución de las artes marciales. La evolución de los artes marciales se ha desarrollado en un tiempo relativamente corto comparado con la evolución biológica.

Su mejora no ha sido un proceso aleatorio sino guiado, y sólo los grandes maestros han tenido suficiente conocimiento para mejorar un estilo existente.

En los MA se crea una población de manera aleatoria o siguiendo un procedimiento de inicialización. Cada individuo es mejorado mediante un proceso de búsqueda secuencial por entornos para obtener un óptimo local o una solución de determinada calidad. En la siguiente fase los individuos de la población interactúan. Esta interacción se puede desarrollar de dos maneras distintas: una manera competitiva, en la que los individuos son eliminados de la población después de la competición con otro (para mantener el tamaño de la población el individuo perdedor se sustituye por un clon del individuo ganador), o de manera cooperativa, donde los componentes de diferentes individuos son intercambiados con la esperanza de que la combinación de dos componentes pueda evolucionar a soluciones mejores que las de los dos padres; en ese caso uno de los padres se reemplazaría por esta solución. El intercambio de componentes de diferentes individuos puede producir soluciones no factibles, con la necesidad de crear un procedimiento de reparación o una penalización respecto de los individuos factibles.

7.7.3 Re-encadenamiento de trayectorias (Path Relinking, PR)

Esta técnica se debe también a Glover[12, 20] (1998). En ella, se sustituye la combinación lineal por trayectorias que conectan dos soluciones padre. Se fundamenta en que entre dos soluciones buenas existen soluciones que puedan ser mejores. Consiste en realizar el proceso de transformación de una solución en otra, con la esperanza de encontrar alguna intermedia que sea mejor.

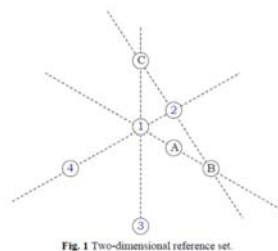


Figura 7-8. Glover 1998.

7.7.4 Redes neuronales

Las redes de neuronas artificiales (RNA) son un paradigma de aprendizaje y procesamiento automático inspirado en la forma en que funciona el sistema nervioso de los animales. Se trata de un sistema de interconexión de neuronas en una red que colabora para producir un estímulo de salida. En la Figura 3-4 se muestra el esquema de una red neuronal.

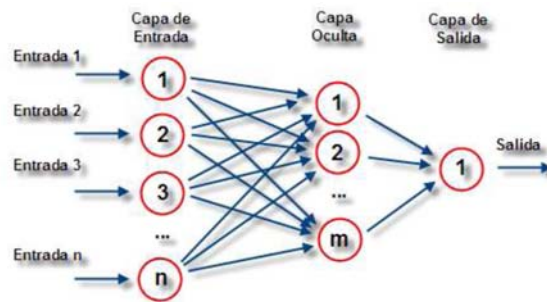


Figura 7-9. Red neuronal artificial con n neuronas de entrada, m en su capa oculta y una de salida.

A partir de un conjunto de datos de entrada importante, el objetivo será conseguir que la red aprenda mediante un adiestramiento las propiedades deseadas. Las características de las RNA las hacen apropiadas para aplicaciones en las que no se dispone, a priori, de un modelo identificable que pueda ser programado, pero se dispone de un conjunto de ejemplos de entrada. También han sido utilizadas en la aplicación a diversos problemas de optimización. Desde el punto de vista de las aplicaciones prácticas, la ventaja de las RNA reside en el proceso paralelo, adaptativo y no lineal de las mismas, siendo capaces de crear un modelo a partir de un número de datos suficiente, razón por la cual se han empleado con éxito en un gran número de especialidades.

7.7.5 Optimización de cuco. (Cuckoo Optimization, CO).

Xin Yang ella desarrolló el algoritmo en 2009, aplicándose a la optimización de estructuras en 2013 [23]. Inspirado por algunas especies de cuco que ponen sus huevos en los nidos de otras aves. La lógica es la siguiente: Cada vez que uno de cuco pone un huevo (solución), y la coloca en un nido elegido al azar; Los mejores nidos con alta calidad de los huevos se trasladarán a las siguientes generaciones; El número de nidos de host disponibles es fijo, y una multitud puede descubrir un huevo extranjero con una probabilidad. En este caso, el pájaro de acogida puede o bien lanzar el huevo de distancia o abandonar el nido con el fin de construir un nuevo nido en una nueva ubicación.

7.7.6 Big Bang- Big Crunch, BB-BC.

Osman Erol y İbrahim Eksin [24] desarrollaron el algoritmo en 2005. Algoritmo consta de dos fases: Big Bang y el Big Crunch. En la fase de Big Bang puntos aleatorios se generan y se contraen a un solo punto representativo a través de un centro de enfoque del costo de masa o mínima en la fase de Big Crunch. Big Bang y el Big Crunch tienen características similares en la cosmología física. Con el fin de producir una solución, el algoritmo debe aplicarse varias veces secuencialmente. Los autores muestran que este método es superior a los algoritmos genéticos.

7.8 BIBLIOGRAFIA.

- [1] G. Pólya, *Cómo plantear y resolver problemas*: Trillas, 2005.
- [2] C. W. Clark, Z. Y., "Integradted hydraulic model and genetic algorithm optimization for informed analysis of real water system," in *ASCE 8th Annual International Symposium on Water Distribution System Ananlysis*, Cincinnati, Ohio, 2006, pp. 1-10.
- [3] M. T. P. De Leao, "Marginal cost computation using simulated annealing," *Electric Power Engineering*, 1999.
- [4] V. Yepes, "Optimización heurística económica aplicada a las redes de transporte del tipo VRPTW," Dpto. Ingeniería del Transporte, Universidad Politécnica de Valencia, 2002.
- [5] S. G. J. Kirkpatrick, C. D. ; Vecchi, M. P., "Optimization by simulated annealing," *Science*, vol. 220, pp. 671-680, 1983.
- [6] K. W. G. Park , D.E., "Pareto-optimal conceptual design of the structural layout of buildings using a multicriteria genetic algorithm," *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, vol. 14, pp. 163-170, 1999.
- [7] M. J. Fadaee and D. E. Grierson, "Optimum design of pile-supported reinforced concrete footings," *Optimization and Control in Civil and Structural Engineering*, pp. 147-151, 1999.
- [8] N. Metropolis, A. W. Rosenbluth, M. N. Rosenbluth, A. H. Teller, and E. Teller, "Equation of state calculations by fast computing machines," *The Journal of Chemical Physics*, vol. 21, pp. 1087-1092, 1953.
- [9] S. Rizzo, R. Spallino, and G. Giambanco, "Shakedown optimal design of reinforced concrete structures by evolution strategies," *Engineering Computations*, vol. 17, pp. 440-458, 2000.
- [10] G. S. Dueck, T., "Threshold accepting: A general purpose optimization algorithm appearing superior to simulated annealing," *Journal of Computational Physics*, vol. 90, pp. 161-175, 1990.
- [11] I. K. Althöfer, K-U. , "On the convergence of threshold accepting," *Applied Mathematics and Optimization* vol. 24, pp. 195-207, 1991.
- [12] F. Glover, "Future paths for integer programming and links to artificial intelligence," *Computers and Operations Research*, vol. 13, pp. 533-549, 1986.
- [13] G. Dueck, "The great deluge algorithm and the record to record travel," *Journal of Computation Physics*, vol. 104, p. 86, 1993.
- [14] J. P. S. Hart, A. W., "Semi-greedy heuristics: an empirical study," *Operations Research Letters*, vol. 6, pp. 107-114, 1987.
- [15] N. H. Mladenovich, P., "Variable neighborhood search," *Journal of Computation Physics*, vol. 24, pp. 1097-1101, 1997.
- [16] H. Shah-Hosseini, "Problem solving by intelligent water drops," 2007, pp. 3226-3231.

- [17] M. M. Dorigo, V.; Colorni, A. , "The ant system: optimization by a colony of cooperating agents," *IEEE Transactions on Systems, Man and Cybernetics*, vol. 26, pp. 29-42, 1996.
- [18] K. Tamura and K. Yasuda, "Primary study of spiral dynamics inspired optimization," *IEEJ Transactions on Electrical and Electronic Engineering*, vol. 6, pp. S98-S100, // 2011.
- [19] J. Holland, Ed., *Adaptation in Natural and Artificial Systems* University of Michigan Press, 1975, p.^pp. Pages.
- [20] F. L. Glover, M. ; Martí, R. (2002). *Scatter search*.
- [21] R. Dawkins, Ed., *El gen egoísta*. Salvat Ciencia, 1976, p.^pp. Pages.
- [22] P. F. Moscato, F.J., "Stochastic versus deterministic update in simulated annealing," *Physics Letters A*, vol. 146, pp. 204-208, 1990.
- [23] A. Gandomi, X. Yang, and A. Alavi, "Cuckoo search algorithm: a metaheuristic approach to solve structural optimization problems," *Engineering with Computers*, vol. 29, pp. 17-35, 2013/01/01 2013.
- [24] O. K. Erol and I. Eksin, "A new optimization method: Big Bang–Big Crunch," *Advances in Engineering Software*, vol. 37, pp. 106-111, 2// 2006.

Capítulo 8

Aplicación del algoritmo de optimización

8.1 INTRODUCCIÓN.

A lo largo de los capítulos anteriores se han estudiado los diferentes métodos heurísticos de optimización, seleccionando como algoritmo la cristalización simulada (SA). Del problema ya se han presentado las variables, las restricciones y las ligaduras, quedaría por plantear la función objetivo.

Este capítulo presentará la metodología y el procedimiento seguido en la optimización de la placa alveolar. Se volverán a enumerar las variables del problema, las restricciones y las ligaduras geométricas del modelo de placa alveolar.

8.2 OPTIMIZACIÓN DE LA PLACA ALVEOLAR. METODOLOGÍA Y PROCEDIMIENTO.

8.2.1 El problema de la optimización condicionada.

En el diseño automatizado de placas alveolares pretensadas se pueden distinguir los siguientes elementos que se relacionan entre sí en el proceso de optimización.

- Parámetros. $p = (p_1, \dots, p_n)$. Son magnitudes consideradas constantes y que no varían durante el proceso de optimización. Ejemplos de parámetros son los módulos de elasticidad de los materiales, coeficientes de seguridad, etc. Algunos de los parámetros se utilizan para limitar la geometría de la sección: ancho de la placa alveolar (1.2 m.), etc.
- Variables de diseño. $x = (x_1, \dots, x_n)$. Son las variables objeto de optimización y que junto con los parámetros definen completamente la estructura. Dado que las variables utilizadas son discretas, cada posición del vector de diseño contiene un valor perteneciente a otro vector que contiene los posibles valores de una determinada característica de la estructura (por ejemplo: si x_{1i} define la resistencia del hormigón de la placa alveolar, siendo los valores posibles 35, 40, 45 y 50 Mpa).
- Comprobación de la estructura. Los parámetros fijos, junto con las variables de diseño han de cumplir una serie de condiciones y de restricciones asociadas al uso o servicio que se le da a la estructura. Se refiere a restricciones geométricas (p.ej. número máximo de cables o torzales que caben a una altura de la placa alveolar), y a la comprobación de la placa frente a los estados límites últimos y de servicio. Se puede representar con la función $g(x,p) \leq 0$.
- Función coste (es la función objetivo). Valora el coste de la placa alveolar, y el transporte y colocación de las placas alveolares. Incluye como parámetros fijos los precios de las unidades utilizadas. Se puede representar como $C = f(x,p)$.

A partir de estas definiciones, lo que se pretende es obtener un diseño x que cumpla las condiciones $g(x,p) \leq 0$, y que se acerque lo más posible al mínimo de la función coste $C = f(x,p)$.

Si S es el espacio de soluciones discretas x , F es el espacio de soluciones factibles, que cumplen $g(x,p) \leq 0$. El espacio de soluciones S se dividirá en dos regiones: factibles e infactibles, dado que no todas las posibles combinaciones x representan estructuras que cumplen las restricciones y los estados límite de servicio y últimos. El conjunto de todas las soluciones factibles es el conjunto F , por lo que F es subconjunto de S .

El diseño optimizado ha de ser una estructura factible, y esto se expresa con la condición de que x sea un elemento del conjunto F de soluciones factibles.

Es importante destacar que la división entre parámetros y variables no es estricta, algunas variables del problema se pueden fijar como valores predeterminados y convertirse en parámetros, así como algunos parámetros podrían dejarse libres convirtiéndose en variables de decisión del problema. La casuística que puede presentar el problema es grande y se fijará para cada plan experimental a abordar.

Se puede definir el problema de optimización de la placa alveolar del siguiente modo:

$$\begin{aligned} \min_{\bar{x} \in \mathbb{R}^{N_T}} \quad & f(\bar{x}) \\ \text{sujeto a:} \quad & \\ h_n(\bar{x}) = 0 \quad & n = 1, \dots, p \\ g_n(\bar{x}) \leq 0 \quad & n = 1, \dots, m \\ \\ x_i \in D_i \quad D_i = (d_{i1}, d_{i2}, \dots, d_{iq}) \quad & i = 1, \dots, n_d \\ x_{iL} \leq x_i \leq x_{iU} \quad & i = n_d + 1, \dots, N_T \end{aligned}$$

Donde $A = \{\bar{x} \in \mathbb{R}^{N_T} : h_n(\bar{x}) = 0, g_n(\bar{x}) \leq 0\}$ es la región de soluciones factibles del problema.

El modo de obtener el coste mínimo, y de un modo sencillo, es el de evaluar la función objetivo para todos los valores posibles del espacio de soluciones S, pero este planteamiento es irrealizable en numerosas ocasiones, como en este caso, donde el espacio de soluciones es excesivamente amplio. En nuestro problema, tal como se ve en el punto 3, el espacio de soluciones es aproximadamente de $1,6 \times 10^{65}$ soluciones. Si el ordenador utilizado para esta tesis tarda 0,09 segundos en comprobar una solución, tardaría del orden de $4,6 \times 10^{53}$ millones de años para resolver el problema por enumeración.

8.3 VARIABLES DEL MODELO.

Las variables de cada placa alveolar quedan definidas como:

$$\bar{x} = \{ \bar{x}_g, \bar{x}_m, \bar{x}_{Ap} \} \quad (8-1)$$

Todas estas variables ya han sido definidas en capítulos anteriores, donde se definió el modelo geométrico de la placa alveolar.

Tabla 8-1 Variables del problema.

		Definidas en:	Cantidad
\bar{x}_g	VARIABLES GEOMÉTRICAS	Capítulo 2	23
\bar{x}_m	VARIABLES DE MATERIALES	Capítulo 5	21
\bar{x}_{Ap}	VARIABLES GEOMÉTRICAS DEL ARMADO	Capítulo 2	42 ⁽¹⁾

(1). La cantidad de variables geométricas del armado depende del número de alveolos de la sección con la relación $[7+7 \cdot (\text{int}(n)/2)]$. Por ello para una cantidad habitual de 9 alveolos el número de variables sería de 42.

8.4 LIGADURAS DEL MODELO.

Las ligaduras $h_n(\bar{x}) = 0$ del modelo son relaciones de igualdad entre variables, r.r que deben cumplirse para cualquier solución del mismo. Fueron definidas en el capítulo 2 Apt. 2.3.2. Se han definido cuatro ligaduras principales y varias ligaduras particulares para cada tipología de alveolo.

Tabla 8-2 Ligaduras del problema.

Modelo de alveolo	Ligaduras comunes	Ligaduras adicionales
Alveolo genérico	4	+0
Alveolo circular		+5
Alveolo circular - segado		+6
Alveolo tipo "Pill"		+4

8.5 RESTRICCIONES DEL MODELO.

Las restricciones $g_n(\bar{x}) \leq 0$ pueden clasificarse en 3 tipos:

- **TIPO A**, restricciones geométricas, estas son restricciones del molde:

$$g_k(\bar{x}_g) \leq 0 / k \in [1,17] \tag{8-2}$$

Son de tipo lineal y fueron definidas en el capítulo 2.

- **TIPO B**, restricciones de disposición de armado:

$$g_i(\bar{x}_g, \bar{x}_{Ap}) \leq 0 ; \tag{8-3}$$

Habitualmente son no lineales y fueron definidas en el capítulo 2.

- **TIPO C**, restricciones mecánicas generales:

$$g_l(\bar{x}) \leq 0 : l \in [1,12] \tag{8-4}$$

Son no lineales del tipo:

$$g_l(\bar{x}) = F_{Ed,l}(\mu) - F_{Rd,l}(\bar{x}) \leq 0 \tag{8-5}$$

Para estas restricciones se ha definido un nuevo parámetro μ que establece la capacidad de carga para cada elemento de la serie.

Dicho parámetro se define como un momento adimensional del siguiente modo:

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \tag{8-6}$$

Las 12 l -restricciones mecánicas F_l se definieron en el capítulo 6 y están relacionadas con las siguientes comprobaciones mecánicas (Tabla 8-3):

Tabla 8-3 Restricciones mecánicas

$e_s > 0$ (excentricidad del pretensado)	ELU - Spalling(transferencia)	ELU – Solicitaciones Normales y Cortante (situación de incendio)
σ_{max}^+ (transferencia)	ELU - Sol. Normales	ELS - Fisuración
σ_{max}^- (transferencia)	ELU - Cortante (Reg. Fisurada)	ELS – Deformación
$f_{cj} > 20MPa$ (transferencia)	ELU - Cortante (Reg. No Fisurada)	$\sigma_{\infty}^+ > 4MPa$ & $\bar{\sigma}_{\infty}^- > 2MPa$
A_s (cuantía mínima)		

Así la cantidad total de restricciones del modelo de placas alveolares es:

$$n = 17 + 1 + 12 = 30 \quad (8-7)$$

El hecho de haber definido 30 restricciones hace que la factibilidad del problema sea muy baja ya que es poco probable establecer de forma aleatoria una solución al problema \bar{x} que cumpla todas simultáneamente.

8.6 PASEO ALEATORIO Y LOS PROBLEMAS DE LA FACTIBILIDAD.

Antes de comenzar con la implementación de las técnicas heurísticas, se realiza un paseo aleatorio que permite probar el mecanismo de generación de soluciones del modelo. Esto permite evaluar el rango de variación de la función objetivo para un muestreo aleatorio del espacio de soluciones posibles.

Un aspecto importante en cualquier algoritmo de generación de soluciones es la factibilidad del mecanismo de generación. Esta factibilidad puede medirse por la relación entre el número de soluciones factibles y el número total de soluciones intentadas.

$$f[\%] = \frac{N_f}{N_T} \quad (8-8)$$

El algoritmo de generación desarrollado no genera de forma simultánea y aleatoria todo el conjunto de variables que definen una solución del problema. La generación se realiza de forma secuencial, consiguiendo que se respeten de partida todas las ligaduras geométricas del modelo definidas en el capítulo 3. Este mecanismo secuencial es importante para el algoritmo de generación debido a que el amplio rango de variación que poseen casi todas las variables haría casi imposible que una generación simultánea cumpliera todas las ligaduras a la vez. Así se evita que la factibilidad definida según (8-8) sea con toda probabilidad muy cercana a cero.

Una vez asegurado el cumplimiento de las ligaduras del modelo el algoritmo comprueba que las soluciones generadas cumplen tanto las restricciones geométricas definidas en el Capítulo 3 como las diversas restricciones mecánicas que deben imponerse. El porcentaje de soluciones que cumplan las restricciones impuestas pertenecerán al grupo de soluciones generadas factibles, mientras que el resto se enmarcará en el espacio no factible de soluciones.

A continuación se muestran los resultados de un paseo aleatorio [RW_GLOBAL] que ha alcanzado las 100.000 soluciones factibles. La factibilidad obtenida ha sido del 11,2 %, lo cual significa que la cantidad de soluciones evaluadas para alcanzar las 100.000 factibles ha sido de 892.567. Todas las soluciones obtenidas son independientes, y están basadas en el reinicio del algoritmo de generación.

Los valores de los parámetros del modelo son los definidos en el Capítulo 6.

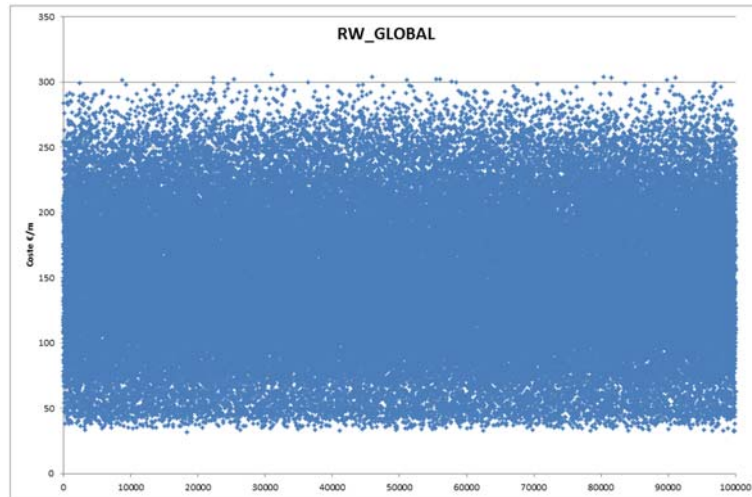


Figura 8-1. Coste soluciones válidas obtenidas del paseo aleatorio

En la Figura 8-1. se muestran los valores de la función objetivo coste en €/m para el paseo aleatorio realizado. Puede observarse que el valor de la función objetivo se encuentra claramente acotado, con una menor concentración de soluciones factibles al aproximarse a los extremos. Esta distribución indica que el modelo y el algoritmo de generación se distribuyen correctamente en la función objetivo.

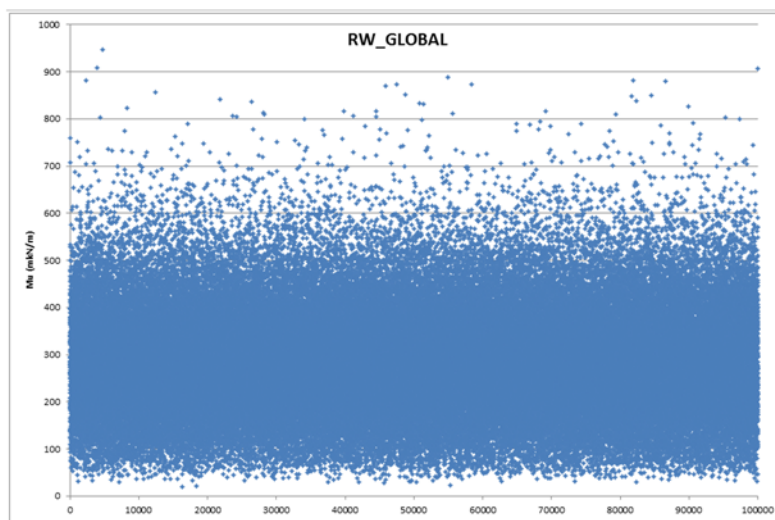


Figura 8-2 Momentos últimos obtenidos de las soluciones del paseo aleatorio.

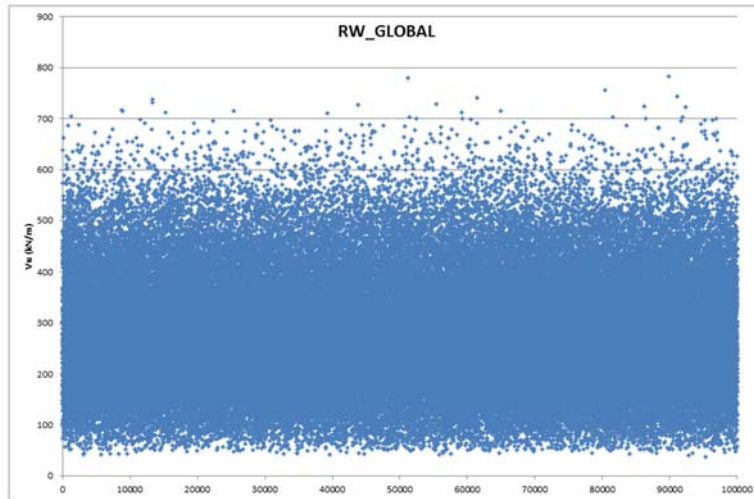


Figura 8-3. Cortantes en región fisurada obtenidos de las soluciones del paseo aleatorio.

Si se muestran los valores obtenidos en el paseo aleatorio para otras variables como el momento último resistente de la placa (M_u , Figura 8-2) o el cortante último en región fisurada (V_u , Figura 8-3.), se observa que la distribución también está acotada pero en este caso la concentración se observa significativamente menor para soluciones cercanas a los extremos superiores. Esta distribución se considera correcta para este tipo de variables mecánicas.

El paseo aleatorio realizado también permite detectar correlaciones entre diferentes variables del modelo.

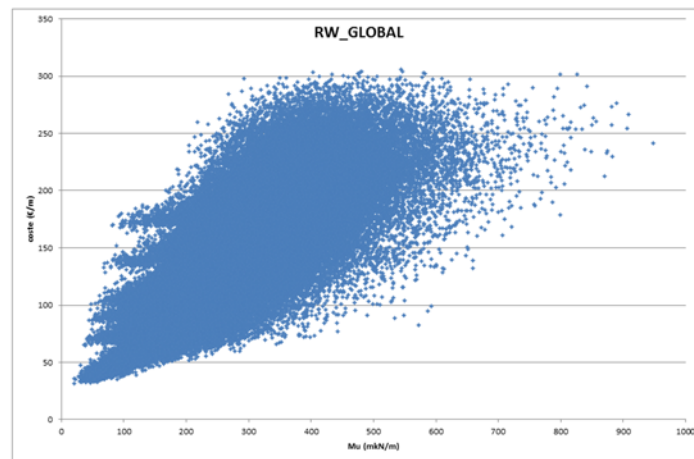


Figura 8-4. Correlación coste momento último.

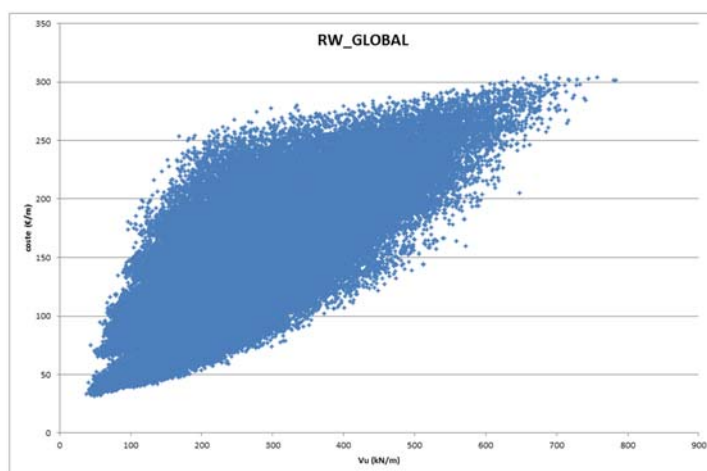


Figura 8-5. Correlación coste cortante en región fisurada.

Se observa en Figura 8-5 y Figura 8-5 que las correlaciones de las variables M_u y V_u respecto a la función objetivo coste (€/m) son positivas. La correlación positiva de estas variables con el coste era esperable ya que es lógico que el aumento de la capacidad mecánica de una placa suponga en general un aumento de la cantidad de material utilizado, ya sea hormigón o acero, y por tanto un aumento del coste total de la placa alveolar.

Por otro lado es destacable que la correlación de estas variables en absoluto es lineal. Se observa que hay soluciones con una capacidad mecánica baja y que poseen un coste muy elevado.

Como puede observarse en Figura 8-5 para un M_u fijo la variedad de costes posible en el espacio de soluciones factibles es muy amplio. Esto justifica un estudio de optimización como el desarrollado en el presente trabajo. De este modo se buscarán las soluciones que para una capacidad mecánica establecida se acerquen, de forma gráfica, a la frontera inferior que puede observarse en la citada figura.

Por último también se observa una correlación positiva entre las variables M_u y V_u , como se muestra en Figura 8-6.

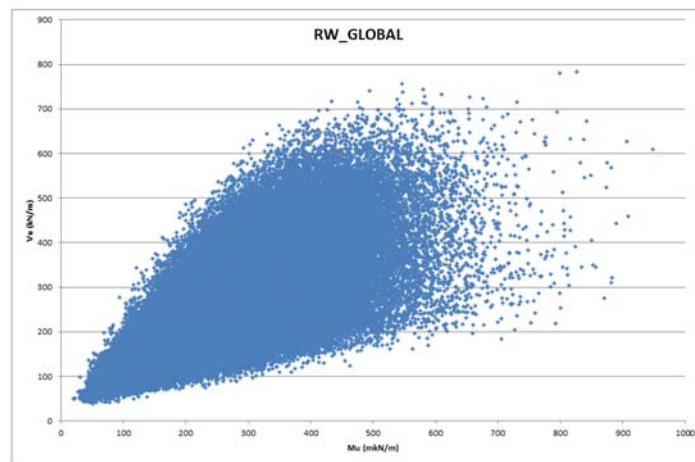


Figura 8-6. Correlación cortante momento último.

8.7 FUNCIÓN OBJETIVO.

La función objetivo es la relación entre las variables del problema que se pretende minimizar o maximizar, como se ha indicado anteriormente.

Analizando diferentes trabajos de optimización en el campo de las placas alveolares como los de *Koskisto* [1] y *Albuquerque* [2] se observa que la función objetivo más empleada es el coste de fabricación. En general, en los estudios de este tipo para elementos de hormigón prefabricado es el objetivo más perseguido ya que es el de mayor interés práctico y comercial.

En otros trabajos como los de *Sgambi* [3] y *Noorzaie* [4] se observa el empleo del peso de la placa alveolar como función objetivo. Mientras que en el estudio de *Al Hammami* [5] puede identificarse la máxima sobrecarga admisible como un objetivo a maximizar.

En el caso del presente trabajo se ha considerado, a priori, que el coste económico de fabricación y el peso de la placa son funciones dependientes. Ya que se observa que el peso depende de la sección neta de hormigón, la cual está también íntimamente vinculada con el coste económico de fabricación de la placa.

Así pues se estima que la función objetivo más interesante para evaluar en este problema será el coste económico de fabricación, sabiendo que a su vez estará vinculada con el peso de la placa

La función objetivo de coste económico será una función a minimizar en el problema. Para definirla, se ha considerado interesante la estructura de costes propuesta por *Castilho, V. [6],[7]* en la que los costes de puesta en obra de un forjado de placa alveolar se dividen en tres partes: Fabricación de la placa, transporte a obra y ejecución.

En este caso solo se ha querido centrar el trabajo en el coste de fabricación, dividiéndose este a su vez en tres partes: Costes de materiales, costes complementarios a la fabricación (que incluyen la mano de obra y el equipamiento) y por último los costes directos provenientes de la administración de la empresa fabricante y de las diversas tasas.

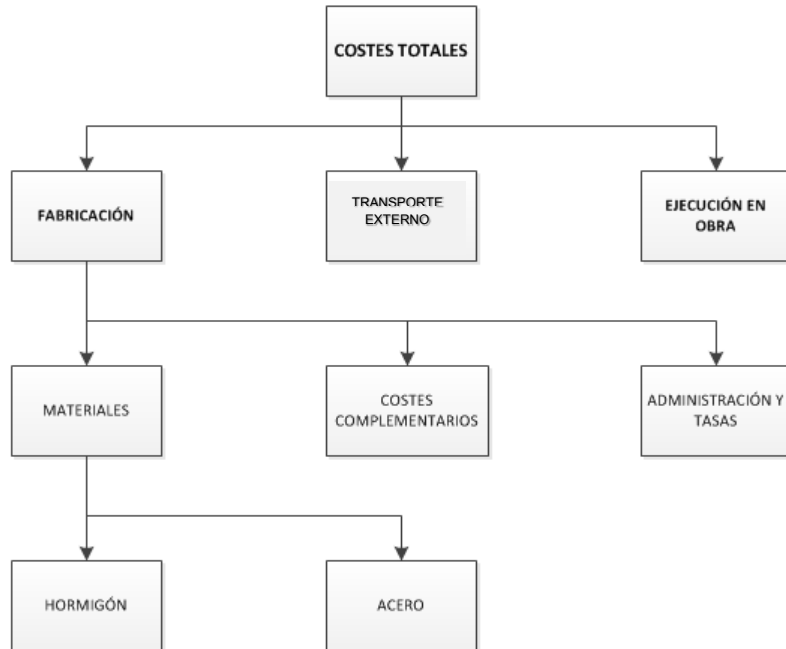


Fig. 8.1 Estructura de Costes puesta en obra de la placa alveolar [6],[7]

Según el estudio de *Castilho, V.* [6],[7] los costes de fabricación se relacionan con variables y parámetros de la placa alveolar del siguiente modo:

- Coste de los materiales:
Para el hormigón se identifica una relación del coste con su resistencia característica a compresión:

$$c_h (\text{€} / \text{m}^3) = A \cdot f_{ck} (\text{MPa}) + B \quad (8-9)$$

En el caso del acero el coste se supone constante y será función de la cuantía a disponer.

$$c_s (\text{€} / \text{m}^3) = C (\text{€} / \text{kg}) \cdot \rho_s (\text{kg} / \text{m}^3) \quad (8-10)$$

- Costes complementarios:
Dependen de la mano de obra y la amortización de los equipos y se define como constantes en función del volumen de placa fabricado:

$$c_c (\text{€} / \text{m}^3) = D \quad (8-11)$$

- Administración y tasas:
Serán un porcentaje β del coste de materiales y complementarios.

En definitiva se puede deducir una función objetivo como la siguiente:

$$f_1(\bar{x}_i) = \beta(c_h \cdot A_b(\bar{x}_i) + c_s \cdot A_s(\bar{x}_i) + c_c \cdot (A_b(\bar{x}_i) + A_s(\bar{x}_i))) \quad (8-12)$$

$$f_1(\bar{x}_i) = C_H \cdot A_b(\bar{x}_i) + C_S \cdot A_s(\bar{x}_i) \quad (\text{€/m}) \quad (8-13)$$

En los estudios de *Castilho, V.* se proponen valores de coste c_h , c_s y c_c que se corresponden con el mercado brasileño.

En este caso aunque sí se ha adoptado la misma estructura de costes propuesta no se utilizan dichos valores, adoptándose otros que se ajusten más al mercado español, que se corresponden con los mostrados en las tablas Tabla 8-4, Tabla 8-4 y Tabla 8-6.

Tabla 8-4. Tabla costes del hormigón.

Hormigón de la Placa Alveolar		Hormigón de la Losa de Compresión	
Resistencia característica	C_H (€/m ³)	Resistencia característica	C_H (€/m ³)
35	271,27	25	542,54
40	276,42	30	552,84
45	281,568	35	563,16
50	286,713	40	573,426

Tabla 8-5. Tabla costes del acero pretensado (I).

Y 1570		Y 1670		Y 1770	
Diámetro	C_s (€/m)	Diámetro	C_s (€/m)	Diámetro	C_s (€/m)
3/8"	0,395125	7	0,21744	3	0,03746
1/2"	0,446	7,5	0,24624	4	0,06655
		8	0,2844	5	0,10665
				6	0,15762
				16	0,882

Tabla 8-6. Tabla costes del acero pretensado (II).

Y 1860		Y 2060	
<i>Diámetro</i>	<i>C_s (€/m)</i>	<i>Diámetro</i>	<i>C_s (€/m)</i>
4	0,06655	5,2	0,10165
5	0,10395		
6,5	0,1577		
9,3	0,31824		
13	0,5895		
15,2	0,82575		
16	0,882		

8.8 TAMAÑO DEL PROBLEMA.

La magnitud del espacio de soluciones se obtiene analizando el rango de variación de las variables definidas en el modelo. Estos rangos en algunos casos han sido estimados ya que muchos de ellos están condicionados a la magnitud de otras variables.

Tabla 8-7. Tamaño del problema.

Ref.	variable	Variabilidad Δx_i	Ref.	variable	Variabilidad Δx_i
1.1	h	8	3.2	q_1	100
1.2	h_0	5	3.3	q_{1y}	50
1.3	n	6	3.4	q_{2y}	50
2.1	h_2	100	3.5	p	150
2.2	c_2	100	3.6	q_{1x}	50
2.3	h_w	200	3.7	q_{2x}	50
2.4	c_1	100	4.1	b_w	25
2.5	h_1	100	4.2	b_{w0}	25
2.6	d	100	5.1	f_{ckp}	4
2.7	a_1	50	5.2	f_{ckl}	4
2.8	a_2	50	5.3	$\%f_{y\max}(\text{inicial})$	5
2.9	d_2	100	5.4	$\%f_{ck}(\text{corte})$	11
2.10	e_1	15	6.1	y_i	7 x 45
2.11	e_2	20	6.2	n_{ij}	7 x 5 x 3
3.1	q_2	100	6.3	ϕ_i	7 x 2
Dimensión del Problema $\prod_{i=30} x_i$					8,6E+46

Con un espacio de soluciones tan amplio, sería muy costoso calcular todas y cada una de las soluciones del problema. Por ello está justificado el empleo de algoritmos heurísticos de búsqueda para la obtención de los óptimos del problema.

8.9 BÚSQUEDA LOCAL POR DESCENSO (DLS).

Como se ha indicado en la introducción al capítulo, uno de los algoritmos principales que permiten desarrollar la optimización mediante SA es el algoritmo de trayectoria. Este algoritmo es el encargado de transformar una solución x_i en otra x_{i+1} a través de la alteración de un conjunto de las variables que definen la solución inicial.

El algoritmo de trayectoria puede ser diferente, en función de la cantidad de variables alteradas en el movimiento. Esta cantidad de variables modificadas se suele representar como un porcentaje de la cantidad de variables del problema y se convierte en un parámetro que debe fijarse. En la bibliografía de referencia diversos autores indican que este parámetro no es el mismo de forma global y que depende del modelo al que se le aplique el algoritmo de optimización heurística, aunque generalmente se asume que suele encontrarse en un valor del entorno del 10 % de las variables del modelo.

La cantidad de variables alteradas en el movimiento suele ser fija, aunque autores como Alcalá [8] hacen variar el número de variables alteradas en cada paso. En caso de utilizar un tipo de movimiento con cantidad no fija de variables a alterar, se desarrolla un mecanismo que consiste en establecer un valor máximo de variables a alterar y para cada movimiento producido fijar de forma aleatoria las variables a alterar entre 1 y el valor máximo.

Como se ha indicado en la introducción, el algoritmo de trayectoria se ha creado de forma que tenga capacidad de reparación. De este modo cualquier movimiento tiene asegurado el cumplimiento de las ligaduras de problema. No obstante las restricciones se comprueban de nuevo tras desarrollar cualquier movimiento. La cualidad de reparación que posee el algoritmo permite aumentar la factibilidad del mismo, mejorando así su funcionamiento y reduciendo los tiempos de computación empleados.

Para establecer cuál es el tipo de movimiento idóneo para el modelo desarrollado así como el porcentaje de variables a alterar en cada movimiento se implanta el algoritmo de trayectoria en un algoritmo de optimización heurística simplificado como el *Descent Local Search*, DLS. En adelante este proceso se denominará calibrado del algoritmo de trayectoria.

El *Descent Local Search* (DLS) o Búsqueda local por descenso es un algoritmo de optimización por gradientes con aceptación voraz de soluciones. Esto significa que únicamente se aceptan soluciones que mejoran la función objetivo respecto a la solución anterior. La Figura 8-7 muestra un diagrama de flujo donde se representa de forma genérica el funcionamiento de un algoritmo de optimización DLS.

El algoritmo se inicia con la lectura de los valores para los parámetros del modelo y del algoritmo, lo cual particulariza el problema a optimizar de entre todos los casos posibles de optimización. Se genera una solución inicial en el campo factible de soluciones y se evalúa su coste. Una vez generada la solución inicial factible se aplica de forma reiterativa el movimiento de x_i a x_{i+1} evaluando su coste y factibilidad cada vez. De este

modo se aceptan las soluciones que mejoran en coste siendo además factibles. Las nuevas soluciones no serán aceptadas si no cumplen alguna de las condiciones.

Cuando una solución se declara no aceptada se evalúa si el número de iteraciones sin mejora (n) ha alcanzado, el número máximo de iteraciones sin mejora o criterio de parada (n_{max}), uno de los parámetros de la heurística iniciados al comienzo del algoritmo. Si se alcanza este valor las iteraciones llegan a su fin y se aborta el algoritmo. La última solución aceptada será el óptimo que ha podido alcanzar el algoritmo de DLS.

El hecho de evaluar antes el coste que la factibilidad es significativo. Habitualmente algunas de las restricciones establecidas en el modelo suponen la evaluación de las características resistentes de la placa alveolar. Desde el punto de vista del tiempo computacional es bastante mayor el tiempo empleado por el procesador para obtener el resultado de las características mecánicas que el coste, por ello en caso de que el movimiento no suponga una mejora en coste se descarta el movimiento directamente sin evaluar sus características mecánicas y se consigue un ahorro considerable del tiempo de proceso.

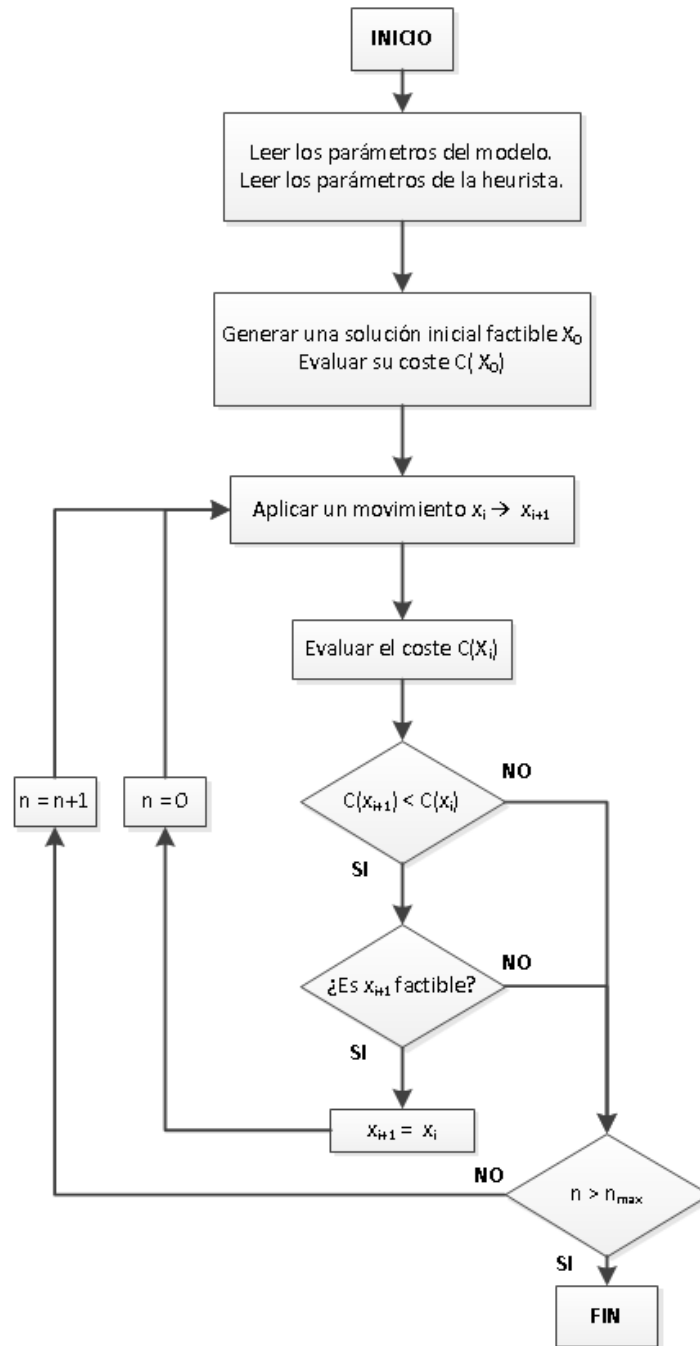


Figura 8-7. Diagrama de flujo del D.L.S.

Una vez presentado el algoritmo DLS empleado se muestran los resultados obtenidos tras múltiples reinicios, calibrando así el algoritmo de trayectoria generado.

En las Figura 8-8 y Figura 8-9 se muestran las relaciones entre los valores de coste medio respecto al criterio de parada establecido en el algoritmo DLS. Cada uno de los puntos de los gráficos representa el valor medio del coste de las soluciones óptimas tras 500 iteraciones independientes del algoritmo DLS.

Los criterios de parada establecidos han sido 1.000, 5.000, 10.000, 20.000 y 50.000.

Como era esperable los valores de coste medio disminuyen con el aumento del criterio de parada.

En la Figura 8-8 se representan los resultados de las diversas iteraciones para un tipo de movimiento con cantidad fija de variables alteradas. El prefijo “N” en cada una de las series indica que éste es el tipo de movimiento efectuado. Se han realizado análisis con movimientos desde 3 variables hasta 10. De aquí la representación de las series desde N3 a N10.

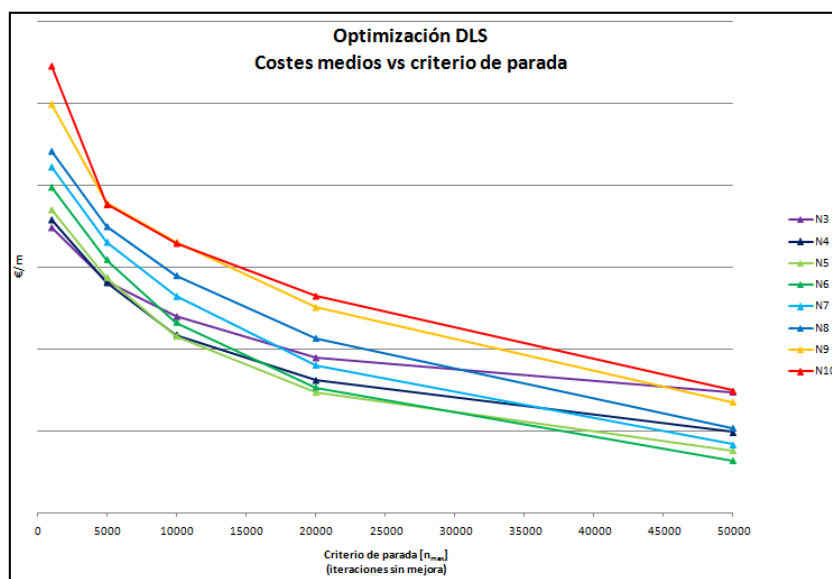


Figura 8-8. Costes. Mov N (1).

Por otro lado en la Figura 8-9 quedan reflejados los resultados del análisis para un tipo de movimiento con cantidad no fija de variables a alterar. Las series desde H3 hasta H10 indican un movimiento fluctuante de las variables con un valor máximo de las mismas desde 3 hasta 10.

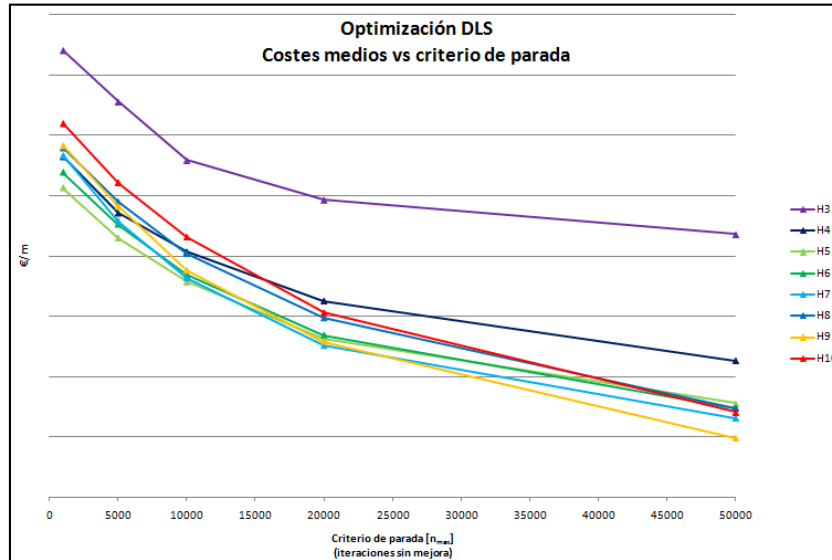


Figura 8-9. Costes. Mov H (1).

A continuación en la Figura 8-10 se muestran las series H y N en la misma gráfica. Puede observarse que es más efectivo, consiguiendo mínimos locales mejores, el tipo de movimiento N, con número fijo de variables alteradas.

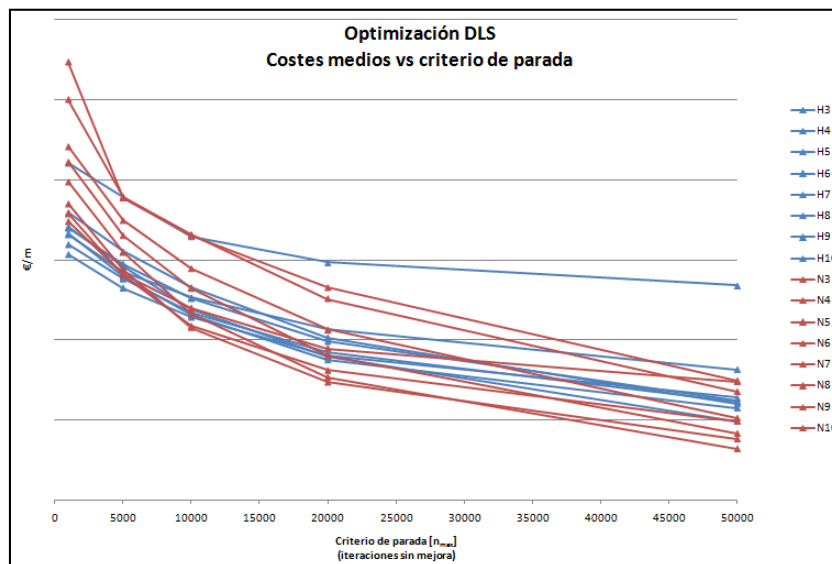


Figura 8-10. Costes Mov NYH (1)

En las Figura 8-11 y Figura 8-12 se muestran las mismas series anteriores en diagramas de barras, añadiendo también el tiempo de cálculo empleado y el valor mínimo conseguido para el muestreo realizado para cada tipo de movimiento.

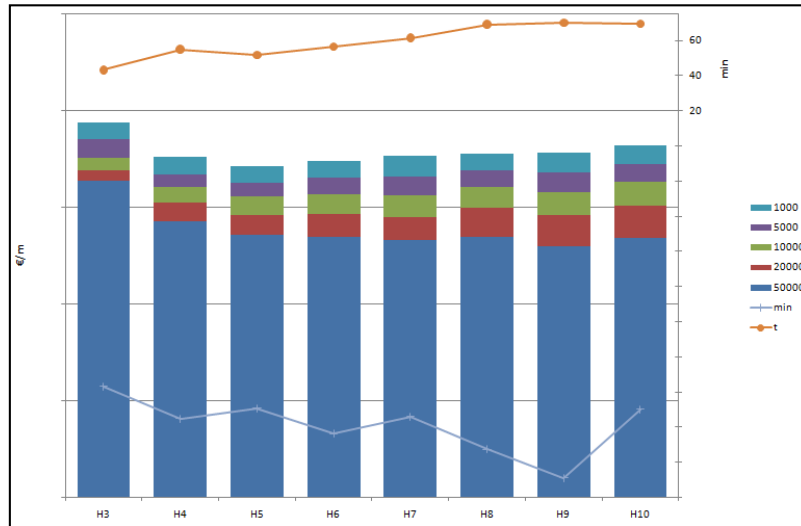


Figura 8-11. Costes. Mov N (2).

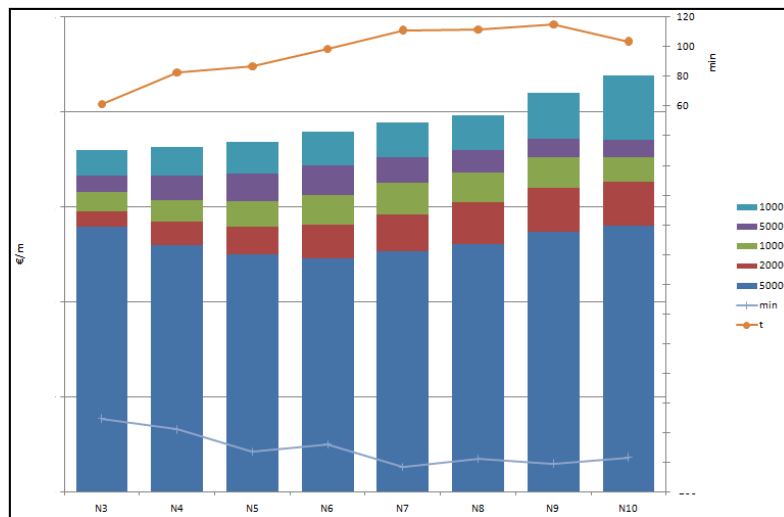


Figura 8-12. Costes. Mov H (2).

Por último y como conclusión al calibrado se presenta en la Figura 8-13 los valores medios para un criterio de parada de 50.000 iteraciones sin mejora para los tipos de movimiento H y N desde 3 hasta 10 variables.

Analizando los resultados se observa que la evolución desde un movimiento de 3 variables es tal que al aumentar la cantidad de variables alteradas la efectividad del movimiento de trayectoria mejora. Esto produce que aumentando las variables alteradas se obtengan mejores valores óptimos.

El efecto descrito anteriormente se pierde con el aumento excesivo de las variables alteradas, así un aumento excesivo de las variables alteradas hace perder efectividad al algoritmo de trayectoria en su búsqueda de óptimos locales. Esto se justifica en el concepto de que con muchas variables alteradas el algoritmo de trayectoria ejecuta movimientos con variación de coste excesiva, perdiendo así orientación en la búsqueda.

El comportamiento observado en la calidad de los óptimos obtenidos en relación con la cantidad de variables alteradas es el que normalmente se espera para un algoritmo de trayectoria ejecutado en un modelo de optimización heurística.

Así puede obtenerse el tipo de movimiento idóneo y la cantidad de variables a alterar para que el algoritmo de trayectoria posea la mayor capacidad y eficacia en la búsqueda de óptimos. Para el modelo desarrollado se observa que el movimiento idóneo será el N6, con número fijo de variables alteradas igual a 6 en cada movimiento.

En lo sucesivo para el algoritmo de optimización desarrollado en SA se utilizara siempre este tipo de movimiento N6.

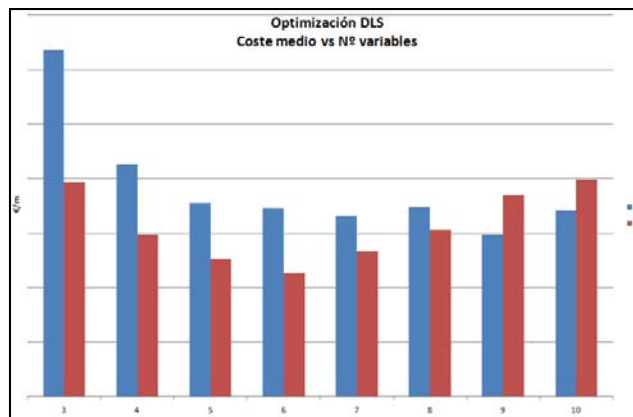


Figura 8-13. Costes. Mov N y H (2).

8.10 SIMULATED ANNEALING.

Una vez calibrados los algoritmos de generación y trayectoria, se aplica el algoritmo del SA, desarrollado según lo indicado en el capítulo 7, con un movimiento tipo N6.

Se presenta a continuación el diagrama de flujo para el algoritmo SA:

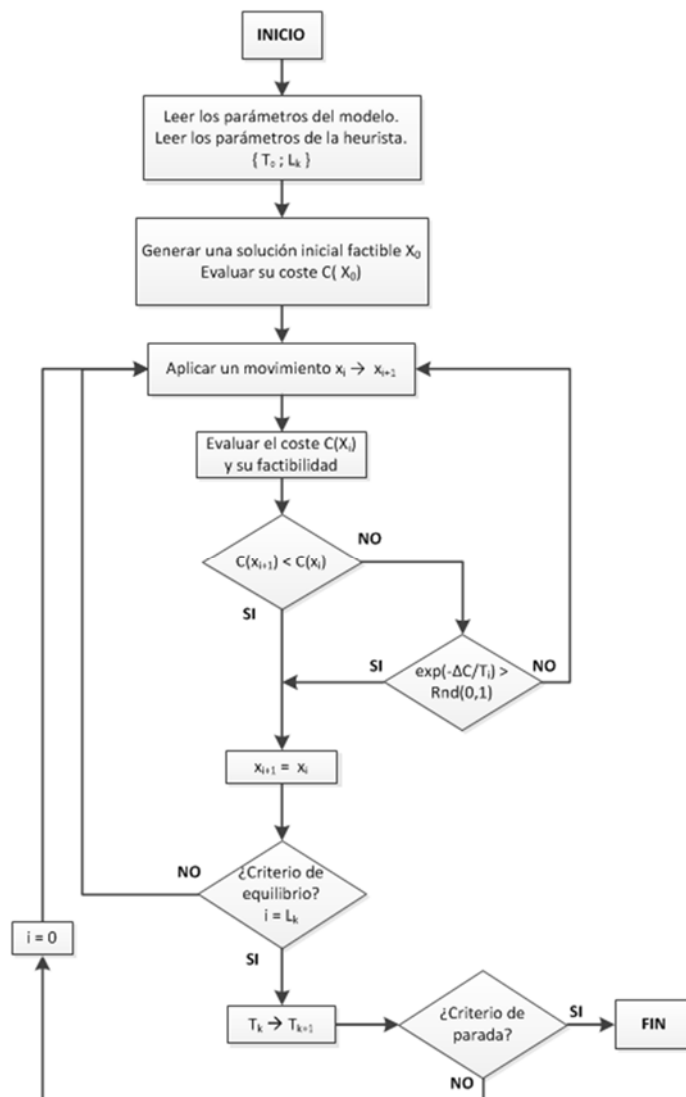


Figura 8-14. Diagrama de flujo del S.A.

Se ejecuta el algoritmo con el siguiente programa de enfriamiento:

- Temperatura inicial, calculada para una probabilidad de aceptación inicial $P_0 = 60\%$.
- Longitud de la cadena de Markov: $L_k = 1.000$.
- Patrón de enfriamiento: $T_{k+1} = 0,95 \cdot T_k$.
- Criterio de parada: Se congela el algoritmo cuando la última cadena de Markov posee un porcentaje de soluciones aceptadas inferior al 0,8 % .
 $\chi_f \leq 0,8\%$.

Un ejemplo de ejecución del algoritmo implementado, de tipo homogéneo, es mostrado en la siguiente Figura 8-15.

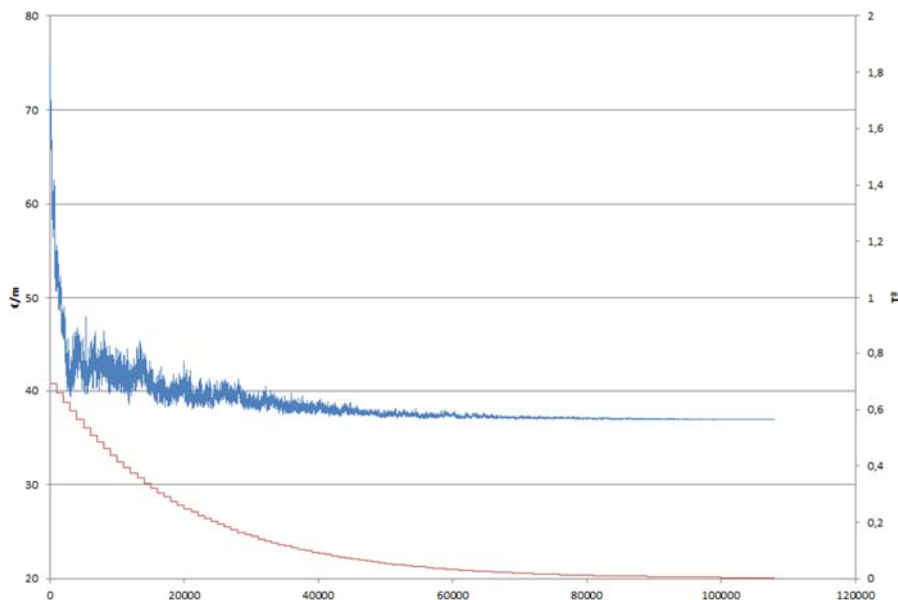


Figura 8-15. Evolución el coste.

8.11 RESUMEN DE VARIABLES.

8.11.1 Variables geométricas.

Tabla 8-8 Variables geométricas – Placa

Nº	Elemento	Descripción
P1.1	b	Ancho de la placa. Se trata de una variable normalmente fija y que en España casi de forma generalizada adquiere el valor de 1200 mm.
V1.1	h	La variable h representa el canto de la placa alveolar pretensada. Es una variable discreta que puede tomar el valor de cualquier subconjunto de magnitudes de entre las siguientes (16-20-25-30-35-40-45-50). El subconjunto de magnitudes que defina la variabilidad de h se definirá en cada plan experimental.
V1.2	h_0	La variable h_0 representa el canto de la losa o capa de compresión. Junto con h , estas dos variables definen de forma global el forjado de placa alveolar pretensada. Es una variable discreta que puede tomar el valor de cualquier subconjunto de magnitudes de entre las siguientes (0-5-8-15-20). El subconjunto de magnitudes que defina la variabilidad de h_0 se definirá en cada plan experimental.
V1.3	n	La variable n representa el número de alveolos de la placa alveolar. Es una variable que únicamente puede tomar valores naturales.

Tabla 8-9 Variables geométricas – Alveolo I.

Nº	Elemento	Descripción
V2.1	h_2	La variable h_2 representa el espesor del ala superior. Es una variable discreta con un paso de $\Delta h_2 = 1 \text{ mm}$
V2.2	c_2	Se trata de parte de uno de los semiejes de las superelipses superiores. Es una variable discreta con un paso de $\Delta c_2 = 1 \text{ mm}$.
V2.3	h_w	Representa la altura del nervio del alveolo en su parte con borde recto. Es una variable discreta con un paso de $\Delta h_w = 1 \text{ mm}$.
V2.4	c_1	Es una variable discreta que representa el semieje de las curvas de <i>Lamé</i> de la zona inferior del alveolo. Tiene un paso de $\Delta c_1 = 1 \text{ mm}$.
V2.5	h_1	La variable h_1 representa el espesor del ala inferior. Es una variable discreta con un paso de $\Delta h_1 = 1 \text{ mm}$.
V2.6	d	Permite un acabado recto para la zona inferior del alveolo. Se trata de una variable discreta con un paso de $\Delta d = 2 \text{ mm}$
V2.7	a_1	Es una variable discreta que representa el semieje de las superelipses de la zona inferior del alveolo. Tiene un paso de $\Delta a_1 = 1 \text{ mm}$

Tabla 8-10. Variables geométricas – Alveolo II

Nº	Elemento	Descripción
V2.8	a_2	Parte de uno de los semiejes de las curvas de Lamé superior. Es una variable discreta con una paso de $\Delta a_2 = 1 \text{ mm}$
V2.9	d_2	Permite el desplazamiento sobre el eje de simetría vertical del centro de las superelipses que conforman la curvatura superior. Con ellos se pueden llegar a conseguir curvaturas secantes respecto a los bordes verticales rectos de los nervios. Tiene un paso de $\Delta d_2 = 1 \text{ mm}$
V2.10	e_1	Índice de las superelipses inferiores. Es una variable discreta con valores comprendidos entre 0,5 – 2 y un paso de 0,1.
V2.11	e_2	Índice de las superelipses superiores. Es una variable discreta con valores comprendidos entre 2 – 4 y un paso de 0,1.

Tabla 8-11 Variables geométricas – Junta

N°	Elemento	Descripción
V3.1	q_2	La variable q_2 es una variable discreta con una paso de $\Delta q_2 = 1 \text{ mm}$.
V3.2	q_1	La variable q_1 es una variable discreta con una paso de $\Delta q_1 = 1 \text{ mm}$
V3.3	q_{1y}	La variable q_{1y} es una variable discreta con una paso de $\Delta q_{1y} = 1 \text{ mm}$
V3.4	q_{2y}	La variable q_{2y} es una variable discreta con una paso de $\Delta q_{2y} = 1 \text{ mm}$
V3.5	p	La variable p es una variable discreta con una paso de $p = 1 \text{ mm}$
V3.6	q_{1x}	La variable q_{1x} tiene es una variable discreta con una paso de $\Delta q_{1x} = 1 \text{ mm}$
V3.7	q_{2x}	La variable q_{2x} es una variable discreta con una paso de $\Delta q_{2x} = 1 \text{ mm}$

Tabla 8-12 Variables geométricas – Nervio

N°	Elemento	Descripción
V4.1	b_w	La variable b_w representa el ancho de los nervios intermedios, es una variable discreta con una paso de $\Delta b_w = 1 \text{ mm}$
V4.2	b_{w0}	La variable b_{w0} define la anchura de los nervios extremos de la placa.

Tabla 8-13 Variables geométricas – Patrón de armado

N°	Elemento	Descripción
V6.1	y_i	<p>Altura de la fila de armado. Según el patrón de armado se definen hasta 7 alturas de fila. Se trata de una variable discreta con un paso de $\Delta y_i = 1 \text{ mm}$</p>
V6.2	n_{ij}	<p>La variable n_{ij} define la cantidad de tendones. Está estructurada en forma de matriz simétrica. El subíndice i indica la fila de armado y el subíndice j marca el nervio. La estructura de la matriz es la siguiente:</p> $\begin{bmatrix} n_{71} & \cdots & n_{7j} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ n_{11} & \cdots & n_{1j} \end{bmatrix}$ <p>Según el patrón de armado, los valores que puede tomar n_{ij} son los siguientes:</p> $\begin{array}{l} \text{fila1 } 0 \rightarrow 5 \quad \quad \text{fila4 } 0 \rightarrow 1 \\ \text{fila2 } 0 \rightarrow 3 \quad \quad \text{fila5 } 0 \rightarrow 1 \quad \quad \text{fila7 } 0 \rightarrow 1 \\ \text{fila3 } 0 \rightarrow 1 \quad \quad \text{fila6 } 0 \rightarrow 1 \end{array}$
V6.3	ϕ_i	<p>La variable ϕ_i marca el diámetro de los tendones de la fila i. En la misma fila de armado únicamente se admite un diámetro único, mientras que pueden adoptarse distintos diámetros en filas distintas.</p>

8.11.2 Materiales.

Tabla 8-14 Variables Modelo mecánico - Materiales hormigón.(I).

N°	Elemento	Descripción
V5.1	f_{ckp}	La variable f_{ckp} es una variable discreta que marca la resistencia a compresión característica del hormigón de la placa alveolar.
V5.2	f_{ckl}	La variable f_{ckl} es una variable discreta que marca la resistencia a compresión característica de la capa de compresión.
V5.3	$\% f_{0,max}$	<p>La variable $\% f_{0,max}$ marca el porcentaje inicial de tesado de las armaduras activas respecto a su tensión máxima.</p> $\% f_{0,max} = \frac{f_0}{f_{max}} ; \quad (8-14)$ <p>De esta variable de tesado inicial dependerá el valor final de la fuerza de pretensado, así como las tensiones en el hormigón en la transferencia, o el valor de las pérdidas de pretensado.</p>

Tabla 8-15. Variables Modelo mecánico - Materiales hormigón.(II).

Nº	Elemento	Descripción
V5.4	$\% f_{ck(corte)}$	<p>La variable $\% f_{ck(corte)}$ marca el porcentaje de la resistencia a compresión característica de la placa alveolar en el momento del corte y transferencia de pretensado. Es una variable ligada directamente con el tiempo de permanencia en la pista de fabricación de la placa alveolar.</p> $\% f_{ck(corte)} = \frac{f_{cj}(corte)}{f_{ckp}} \quad (8-15)$ <p>Establecer esta variable es equivalente a dejar variable el tiempo de permanencia en pista, ligado con la resistencia del hormigón en la transferencia a través de la formulación de evolución de la resistencia con el tiempo, establecida en el modelo anteriormente:</p> $f_{cj}(t) = e^{\left\{s \left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{1/2}\right]\right\}} \cdot f_{cm} \quad (8-16)$ <p>Tomando el valor</p> $f_{cm} = f_{ckp} + 8 \quad (8-17)$
V5.5	γ_c	Coefficiente de seguridad del hormigón, establecido según EHE-08.
V5.6	s	Coefficiente para la evolución de la resistencia del hormigón con el tiempo, depende del tipo de cemento empleado.
V5.7	Curado:	Tiempo previsible de curado térmico.
V5.8	$HR(\%)$ (fabricación)	Humedad durante el proceso de fabricación, útil para el cálculo de las deformaciones por retracción.

Tabla 8-16. Variables Modelo mecánico - Materiales hormigón. (III).

Nº	Elemento	Descripción
V5.9	HR(%) (proyecto)	Humedad en proyecto, útil para el cálculo de las deformaciones por fluencia.
V5.10	ε_{cu3}	Deformación última del hormigón según EC2 y EHE-08
V5.11	Relación σ - ε de cálculo	Distribución rectangular de tensiones (diagrama rectangular)

Tabla 8-17 Variables Modelo mecánico - Materiales acero armaduras activas.

Nº	Elemento	Descripción
V5.12	γ_s	Coefficiente de seguridad del acero, establecido según EHE-08.
V5.13	f_{max}	Carga unitaria máxima, notación f_{pk} en EC2 y f_{max} en EHE-08.
V5.14	f_{yk}	Límite elástico, notación $f_{p0,1k}$ en EC2 y f_{yk} en EHE-08. Se trata de un valor habitual, garantizado por los fabricantes, y cumple la limitación $0,85 f_{max} \leq f_{yk} \leq 0,95 f_{max}$ de la EHE-08 y $\frac{f_{pk}}{f_{p0,1k}} \geq 1,1$ del EC2.
V5.15	Relajación: Clase 2	Clase 2 de relajación que supone una relajación del 2,5 % a las 1.000 h para una tensión inicial del 70 % de la carga unitaria máxima (ρ_{1000})
V5.16	ε_{ud}	Deformación última de cálculo.
V5.17	Relación σ - ε de cálculo	Diagrama tensión - deformación de cálculo con rama plástica horizontal

Tabla 8-18 Variables Modelo mecánico - Condiciones de carga y apoyo.

N°	Elemento	Descripción
V5.18	Condición de apoyo	Apoyos isostático
V5.19	Q	Sobrecarga de uso, kN/m^2
V5.20	G_2	Carga permanente adicional, kN/m^2
V5.21	l_i	Luz de cálculo. Se establecerá a través del momento reducido para cada plan experimental $l_i = \sqrt{8 \cdot M_{Ed} / p_d}$ donde $\mu_i = \frac{M_i}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$

8.12 RESUMEN DE LIGADURAS.

8.12.1 Geométricas.

Tabla 8-19 Ligaduras geométricas principales

N°	Ligadura
L1	$h = h_1 + c_1 + h_w + c_2 + h_2$ <p><i>(Ligadura principal vertical)</i></p>
L2	$2b_{w0} + (n-1)b_w + 2na_2 + 2q_{1x} = b$ <p><i>(Ligadura principal horizontal)</i></p>
L3	$2 \cdot a_1 + d = 2 \cdot a_2$ <p><i>(Ligadura local horizontal)</i></p>
L4	$h = q_2 + q_{2y} + p + q_{1y} + q_1$ <p><i>(Ligadura local vertical)</i></p>

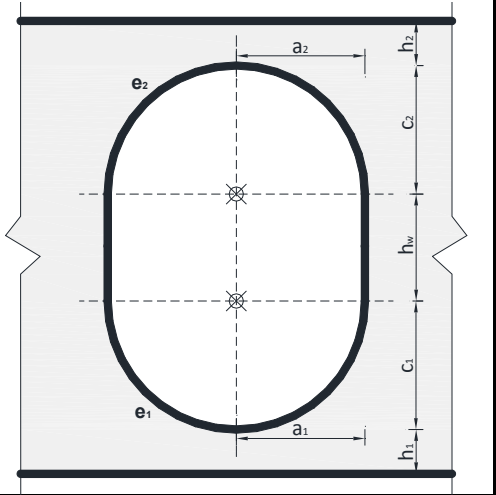
Tabla 8-20 Ligaduras específicas – Alveolo circular

Nº	Ligadura
L.C1	$c_2 = a_2 = c_1 = a_1 = R$
L.C2	$e_2 = e_1 = 2$
L.C3	$d_2 = 0$
	$c_2 = a_2 = c_1 = a_1 = R$ $d = 0; c_2 = c_1$
L.C5	$h_w = 0$

Tabla 8-21 Ligaduras específicas – Alveolo circular-sesgado

Nº	Ligadura
L.CS1	
L.CS2	$a_2 = a_1$
L.CS3	$e_2 = e_1 = 2$
L.CS4	$h_w = 2 \cdot d_2$
L.CS5	$d = 0$
L.CS6	$c_2 + d_2 = R$

Tabla 8-22 Ligaduras específicas – Alveolo tipo “Pill”

N°	Ligadura	
L.P1	$c_2 = c_1 = a_2 = a_1$	 <p>The diagram shows a pill-shaped alveolus within a rectangular frame. The alveolus has a rounded top and bottom. Dimensions are labeled as follows: a_1 and a_2 are the horizontal radii at the bottom and top respectively; c_1 and c_2 are the vertical radii at the bottom and top respectively; h_1 and h_2 are the vertical distances from the bottom and top edges of the frame to the center of the alveolus; e_1 and e_2 are the vertical distances from the bottom and top edges of the alveolus to the center. The center of the alveolus is marked with a crosshair symbol. The frame has a central section with a jagged, irregular shape.</p>
L.P2	$e_2 = e_1 = 2$	
L.P3	$d_2 = 0$	
L.P4	$d = 0$	

8.13 RESUMEN DE RESTRICCIONES.

8.13.1 Geométricas

Tabla 8-23 Resumen restricciones asociadas a las variables de junta

Nº	Referencia	Descripción
R3.1	UNE-EN 1168 [9] & EHE-08 [10]	$q_2 \geq 30 \text{ mm}$
R3.2		$q_1 \geq 30 \text{ mm}$
R3.3		$p + q_{2y} + q_{1y} \geq 35 \text{ mm}$
R3.4		$q_{1x} \geq \max \{ \phi + 20 \text{ mm} ; \phi + 2 \cdot D \}$
R3.5		$q_{1x} - q_{2x} \geq 15 \text{ mm}$
R3.6	CPT 2892 [11]	$A_{junt} = 2 \cdot q_{1x} \cdot (p + q_{1y} + q_{2y}) - q_{1x} \cdot q_{1y} - q_{2x} \cdot q_{2y} \geq 20 \text{ cm}^2$
R3.7	Adicionales	$\frac{q_{1y}}{q_{1x}} \geq \text{tg}15^\circ$
R3.8		$\frac{q_{2y}}{q_{2x}} \geq \text{tg}15^\circ$
R3.9		$p \geq \max \{ 30 \text{ mm} ; h_w \}$
R3.10		$\frac{p + q_{2y}}{2 \cdot q_{1x} - q_{2x}} \geq 0,7075 \quad \alpha > \alpha_{\min} = 35,28^\circ$
R3.11		$\frac{q_{1y}}{q_{1x}} \cdot \frac{q_{2y}}{q_{2x}} \leq 1 \quad \beta_1 + \beta_2 < 90^\circ \text{ (acodamiento)}$
R3.12		$q_1 \leq h - \frac{5}{3} \left(\frac{f_{ckp}}{f_{ckl}} \right)^{2/3} \cdot (h_1 + h_2)$

Tabla 8-24 Resumen restricciones asociadas a las variables Nervio

Nº	Referencia	Descripción
R3.13	EHE-08 [10]	$b_w \geq \max\{\sqrt{2}h ; 20 \text{ mm} ; 10 + d_g\}$
R3.14	UNE-EN 1168 [9]	$b_w \geq \max\{h/10 ; 20 \text{ mm} ; 5 + d_g\}$
R3.15	ADICIONAL	$b_w \geq 30 \text{ mm}$

Tabla 8-25 Resumen restricciones asociadas a las variables Armado

Nº	Referencia	Descripción
R3.16	EHE-08 [10]	$\phi \leq 11 \text{ mm}$ en alambres $\phi \leq 16 \text{ mm}$ en <i>cordones</i>
		<ul style="list-style-type: none"> Los tendones deben distribuirse uniformemente a lo largo de la anchura de la placa.
		<ul style="list-style-type: none"> La distancia máxima entre el centro de dos tendones es de 300 mm.
		<ul style="list-style-type: none"> Al menos deben colocarse 4 tendones para un ancho de 1,2 m.
		<ul style="list-style-type: none"> La distancia mínima horizontal de separación entre tendones es de: $\geq \max\{d_g + 5 \text{ mm} ; 20 \text{ mm} ; \phi\}$

		<ul style="list-style-type: none"> • La distancia mínima vertical de separación entre tendones es de: $\geq \max \{d_g ; 10 \text{ mm} ; \phi\}$
R3.17	EC2	<ul style="list-style-type: none"> • El recubrimiento mínimo de hormigón, por consideraciones de fisuración: <ul style="list-style-type: none"> ○ para tendones con distancia entre centros $\geq 3 \cdot \emptyset$ será de $\geq 1,5 \cdot \emptyset$. ○ Para tendones con distancia entre centros $\leq 2,5 \cdot \emptyset$ será de $2,5 \cdot \emptyset$. • El recubrimiento de los alambres y tendones, sólo respecto a la cara expuesta, el obtenido considerando un recubrimiento que garantice: <ul style="list-style-type: none"> ○ la transmisión segura de las tensiones de adherencia ○ la protección del acero frente a la corrosión (durabilidad); ○ una resistencia adecuada frente al fuego. • Para prevenir fisuras longitudinales debidas a rotura y agrietamiento y en ausencia de cálculos y/o ensayos: <ul style="list-style-type: none"> ○ Cuando la distancia nominal entre centros de cordones sea $\geq 3 \cdot \emptyset$: $c_{\min} = 1,5 \cdot \emptyset$

		<ul style="list-style-type: none"> ○ Cuando la distancia nominal entre centros de cordones sea $< 2,5 \cdot \emptyset$: $c_{\min} = 2,5 \cdot \emptyset$.
--	--	--

8.13.2 Materiales.

Tabla 8-26. Restricciones de los materiales

	Elemento	Descripción
R5.1	$\% f_{0,\max}$	$\% f_{0,\max} \leq 75\%$ Tensión inicial máxima igual al 75 % de la carga unitaria máxima. EHE-08 [10] Art. 20.2
R5.2	$\% f_{ck(corte)}$	$25\% \leq \% f_{ck(corte)} \leq 75\%$

8.13.3 Estados Límites.

Tabla 8-27. Restricciones del Estado límite de transferencia.

	Tipo	Descripción
<i>r.t.1</i>	Restricción	$\sigma_1(t) \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t)$
<i>r.t.2</i>	Restricción	$\sigma_2(t) > -f_{ct,k}(t)$

Tabla 8-28. Restricción Estado Límite de Spalling.

	Tipo	Descripción
<i>r.s.1</i>	Restricción (2)	$\sigma_{sp} \leq f_{ctk0,05}$

Tabla 8-29. Restricción de cuantía mecánica mínima.

	Tipo	Descripción
<i>r.c.m.1</i>	Restricción (3)	$A_p(\underline{x}) \cdot f_{pd} \geq$ $\geq W_1(\underline{x}) \cdot \left(\frac{f_{ct,k}}{\gamma_c} + \frac{P_k(\underline{x})}{A_c(\underline{x})} + \frac{P_k(\underline{x}) \cdot e(\underline{x})}{W_1(\underline{x})} \right)$

Tabla 8-30. Restricciones de comprobaciones del hormigonado en obra momento en sopanda.

	Tipo	Descripción
<i>r.e.m.1</i>	Restricción (5)	M_{sd} Momento en sopanda

Tabla 8-31. Restricciones de comprobaciones del hormigonado en obra momento en vano.

	Tipo	Descripción
<i>r.e.m.2</i>	Restricción (5)	M_{vd} Momento en vano

Tabla 8-32. Restricciones de rigidez.

	Tipo	Descripción
<i>r.r.1</i>	Restricción (6)	$E \cdot I_f$ Rigidez fisurada
<i>r.r.2</i>	Restricción (6)	$E \cdot I_b$ Rigidez bruta

Tabla 8-33. Restricciones del Estado límite de Servicio.

	Tipo	Descripción
<i>r.f.1</i>	Restricción (5)	M_0
<i>r.f.2</i>	Restricción (5)	M_{fis}
<i>r.f.3</i>	Restricción (5)	M_0'
<i>r.f.4</i>	Restricción (5)	$M_{0,2}$

Tabla 8-34. Restricción de Estado límite Último Resistencia.

	Tipo	Descripción
<i>r.u.m.1</i>	Restricción (8)	$M_{Ed,1}$

Tabla 8-35. Restricción de Estado Límite Último resistencia a cortante región no fisurada.

	Tipo	Descripción
<i>r.u.c.1</i>	Restricción (9)	$V_{Ed,i}$ no fisurado

Tabla 8-36. Restricción de Estado Límite Último resistencia a cortante en región fisurada.

	Tipo	Descripción
<i>r.u.c.2</i>	Restricción (10)	$V_{Ed,i}$ fisurado

Tabla 8-37. Restricción de momento en situación accidental de incendio.

	Tipo	Descripción
r.s.i.1	<i>Restricción (12)</i>	$M_{Edi,fi} \leq M_{Rdi,fi,t}$ momento en situación de incendio para un tiempo en minutos fijado

Tabla 8-38. Restricción de cortante en situación accidental de incendio.

	Tipo	Descripción
r.s.i.2	<i>Restricción (12)</i>	$V_{Edi,fi} \leq V_{Rdi,fi,t}$ cortante en situación de incendio para un tiempo en minutos fijado

8.14 BIBLIOGRAFÍA.

- [1] O. J. Koskisto and B. R. Ellingwood, "Reliability-based optimization of plant precast concrete structures," *Journal of Structural Engineering*, vol. 123, p. 298, 1997.
- [2] A. T. De Albuquerque, "A cost optimization-based design of precast concrete floors using genetic algorithms," *Automation in Construction*, vol. 22, p. 348, 2012.
- [3] L. Sgambi, L. Catallo, and F. Bontempi, "Ottimizzazione delle caratteristiche geometriche dei solai alveolari," in *Gionate AICAP 2004*, Verona, 2004, pp. 1-6.
- [4] J. Noorzaei, J. N. Wong, W. A. Thanoon, and M. S. Jaafar, "Software Development for Optimal Design of Different Precast Slabs," *Pertanika J. Sci & Technol*, vol. 17, pp. 69-85, 2009.
- [5] A. H. Mo, "Optimal design of hollow core panels," ed, 2012.
- [6] V. C. de Castilho and N. Carmo, "An investigation of the use of three selection-based genetic algorithm families when minimizing the production cost of hollow core slabs," *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, vol. 194, pp. 4651-4667, 2005.
- [7] V. C. de Castilho, M. K. El Debs, and M. D. Nicoletti, "Using a modified genetic algorithm to minimize the production costs for slabs of precast prestressed concrete joists," *Engineering Applications of Artificial Intelligence*, vol. 20, pp. 519-530, 2007.
- [8] J. Alcalá, "Optimización heurística económica de tableros de puentes losa pretensados," Ingeniería de la Construcción, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, 2010.
- [9] AENOR, "UNE-EN 1168:2006+A3 Productos prefabricados de hormigón: Placas Alveolares," ed. Madrid: AENOR: AEN/CTN 127 Prefabricados de cemento y de hormigón, 2012.
- [10] M. d. F. Comisión Permanente del Hormigón España, "EHE-08 : instrucción de hormigón estructural," ed. Madrid: Madrid : Ministerio de Fomento 2008, p. 702 p.
- [11] J. Kruppa, "Some results on the fire behaviour of external steel columns," *Fire Safety Journal*, vol. 4, pp. 247-257, // 1981.

Capítulo 9

Plan experimental

9.1 INTRODUCCIÓN.

El plan experimental se basa en la comparación de una placa de canto 25 cm, de un fabricante, con respecto a las placas óptimas en situación persistente, transitoria y en situación accidental de incendio, con la aplicación de las técnicas de optimización de cristalización simulada (*SA*).

El fabricante en cuestión configura su serie de placas de canto 25 cm, con 10 tipos, de los que son conocidos sus porcentajes de producción (Figura 9-1), y las capacidades resistentes mecánicas.

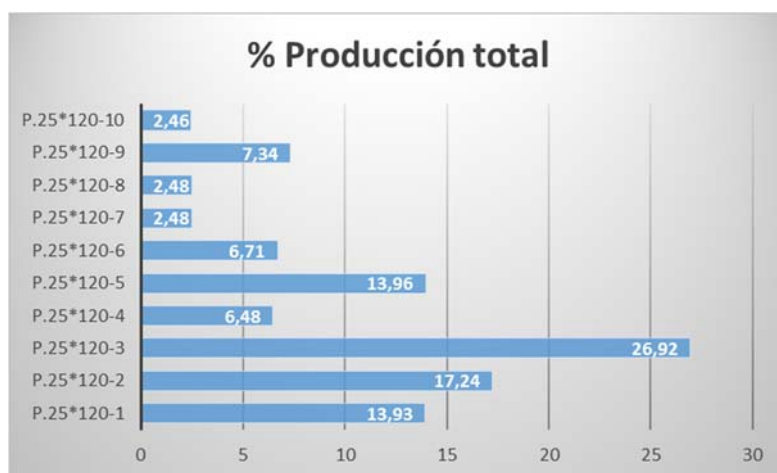


Figura 9-1. Porcentaje de producción de la placa estudiado de 2009 a 2013.

Como punto de partida se estudiará la placa óptima para cubrir al menos el mismo momento reducido (μ introducido en el capítulo 8, apartado 8.5 y que está relacionado con la luz máxima que se puede alcanzar cumpliendo todas las condiciones normativas), con un nivel de carga equivalente al peso propio del elemento, junto con una carga permanente de $2,0 \text{ kN/m}^2$ y de $5,0 \text{ kN/m}^2$ de carga variable (sobrecarga de uso).

Estos valores de carga se ajustan al rango habitual de cargas correspondientes al peso de las cargas permanentes de solados y falsos techos e instalaciones ($2,0 \text{ kN/m}^2$) y a una sobrecarga de uso de ámbito industrial de $5,0 \text{ kN/m}^2$.

Cabe recordar que en el Capítulo 8 quedó definido el parámetro μ que establece la capacidad de carga para cada elemento de la serie, dicho parámetro se define como un momento adimensional del siguiente modo:

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (9-1)$$

Además, las 12 l -restricciones mecánicas F_l se definieron en el capítulo 6 y están relacionadas con las siguientes comprobaciones mecánicas (Tabla 9-1).

Tabla 9-1 Restricciones mecánicas

$e_s > 0$ (excentricidad del pretensado)	ELU - Spalling (transferencia)	ELU – Solicitaciones Normales y Cortante (situación de incendio)
σ_{max}^+ (transferencia)	ELU - Sol. Normales	ELS - Fisuración
σ_{max}^- (transferencia)	ELU - Cortante (Reg. Fisurada)	ELS – Deformación
$f_{cj} > 20MPa$ (transferencia)	ELU - Cortante (Reg. No Fisurada)	$\sigma_{cs}^+ > 4MPa$ & $\sigma_{cs}^- > 2MPa$
A_s (cuantía mínima)		

El proceso general de comprobación de las geometrías obtenidas para conocer el mecanismo de fallo que limita su resistencia, y la luz máxima que permite alcanzar sigue el siguiente, se realiza un bucle donde a partir de una luz de cálculo de 0.05 metros, se van obteniendo los valores a cubrir por la placa obtenida en el algoritmo de generación de soluciones, el cual ya ha comprobado las restricciones de tensiones en la transferencia, así como la condición de cuantía mínima. Así, se determina para una luz:

1.- Los valores en ejecución, con una sobrecarga de construcción de 1 kN/m². Mecanismo de fallo 1.

$$M_{ejecución} = \frac{1}{8}(G1+1) \cdot Luz^2 \quad (9-1)$$

$$V_{ejecución} = (G1+1) \cdot \frac{Luz}{2}$$

2.- Los valores del Estado Límite Último. Mecanismo de fallo 2 y 3.

$$M_{ELU} = \frac{1}{8} [1.35 \cdot (G1+1) + 1.50 \cdot Q] \cdot Luz^2 \quad (9-2)$$

$$V_{ELU} = [1.35 \cdot (G1+1) + 1.50 \cdot Q] \cdot \frac{Luz}{2}$$

3.- Momento de fisuración. Mecanismo de fallo 4.

$$M_{fisuración} = \frac{1}{8} [(G1+2) + 0.7 \cdot Q] \cdot Luz^2 \quad (9-3)$$

4.- Estado Límite de Servicio Deformación. Mecanismo de fallo 5. Se determina la deformación máxima a partir de las dos restricciones normativas (EHE-08), para el valor de la flecha.

$$f_{\max} = \min \left[\frac{Luz}{250}; \frac{Luz}{500} + 1cm \right] \quad (9-4)$$

En la comprobación se descuéntala la contraflecha, valor función de la excentricidad de la fuerza de pretensado y la excentricidad de la misma, del módulo de deformación del hormigón dela placa a 28 días, y de la rigidez neta total de la sección.

Se comprueba si estamos en región bruta o fisurada, para poder determinar el valor a comparar o bien $E \cdot I_{\text{bruta}}$ o bien $E \cdot I_{\text{fisurada}}$, equivalente despejada a partir de la fórmula de Branson EHE-08.

$$\begin{aligned} q_{\text{característica}} &= G1 + 2 + Q & (9-5) \\ q_{\text{cuasipermanente}} &= G1 + 2 + 0.30 \cdot Q \\ \lambda &= \frac{2 \cdot G1 + 2 + 0.60 \cdot Q}{G1 + 2 + Q} \end{aligned}$$

$$E \cdot I_{\text{nec}} = \frac{5}{384} (q_{\text{característica}} + \lambda \cdot q_{\text{cuasipermanente}}) \cdot \frac{Luz^4}{f_{\max}} \quad (9-6)$$

5.- Los valores en Situación accidental de incendio obtenidos a partir del parámetro η_{fi} . Mecanismo de fallo 6 y 7.

$$\begin{aligned} \eta_{fi} &= \frac{(G1 + 2 + 0.7 \cdot Q)}{1.35 \cdot (G1 + 2) + 1.50 \cdot Q} & (9-7) \\ M_{\text{incendio}} &= \eta_{fi} \cdot M_{ELU} \\ V_{\text{incendio}} &= \eta_{fi} \cdot V_{ELU} \end{aligned}$$

La serie de dicho fabricante sus 10 tipos cubren las siguientes luces Figura 9-2, así como un momento reducido incremental mostrado en la Figura 9-3.

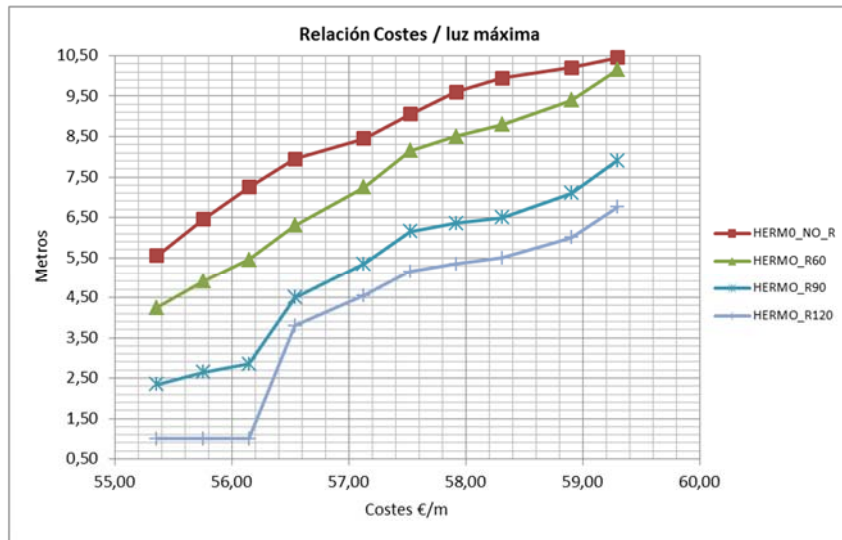


Figura 9-2. Relación costes de la placa y luz máxima cubierta.

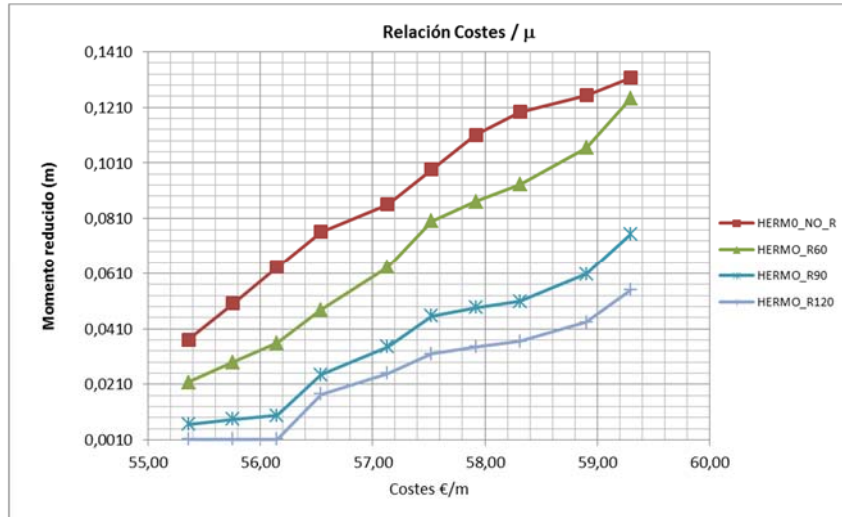


Figura 9-3. Relación costes de la placa y momento reducido.

Se fija el estudio únicamente a los tipos P.25*120-1, P.25*120-3, P.25*120-5 y P.25*120-9, de los que se buscará optimizar la geometría de la placa y la disposición de

los cables para situación persistente, transitoria y accidental de incendio con requerimientos R0, R60, R90 y R120.

La elección de los tipos a optimizar se basa en la selección de los tipos extremos (P.25*120-1 y P.25*120-9) y el central (P.25*120-5), así como el de mayor producción (P.25*120-3).

El punto de partida será fijar la resistencia característica del hormigón de la placa, la geometría de la junta, la metodología de fabricación, en este caso vibro-compresión con alveolo genérico, el diámetro de los cables a $\varnothing 5$, el tipo de acero de los mismos Y1860 C y el número de alveolos a 9.

En cuanto a geometría de la junta se ha establecido la que dispone el fabricante. Se muestra a continuación el modelo geométrico propuesto para el alveolo (Figura 9-4).

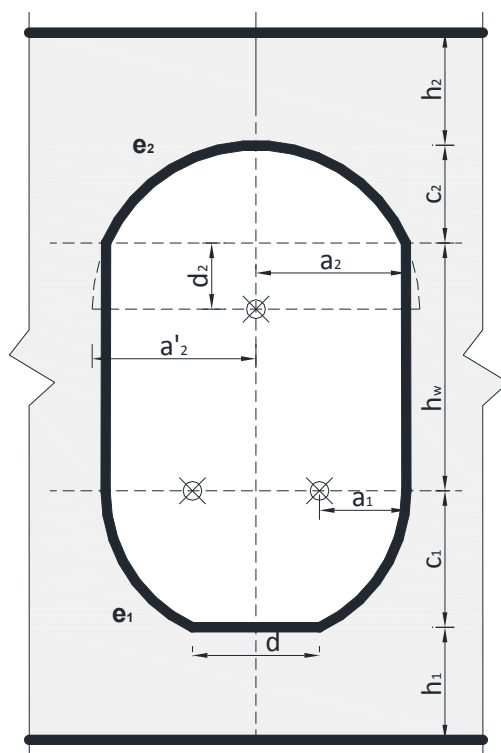


Figura 9-4. Geometría del alveolo genérico.

Finalizado el estudio se establece un plan complementario de soluciones encaminadas a revisar la robustez de la solución, para la utilización de la placa en el ámbito industrial, donde suele ser requerida la resistencia R120, teniendo en cuenta los siguientes casos:

- A partir de la geometría de máxima capacidad para R120, se fija el molde y se buscan los armados que cubran los tipos del fabricante.
- Disposición de capa de compresión de 5 cm de hormigón In Situ de resistencia característica $f_{ck}=25 \text{ N/mm}^2$.
- Variación de los costes, variando la relación entre ellos un $\pm 10\%$.
- Diámetro de los cables de $\varnothing 5$ y cordón de $3/8'$.
- La resistencia característica del hormigón pretensado, considerando la serie HP-40.
- Variación del espesor de las alas al valor fijado por la UNE EN1168:2011, teniendo en cuenta el criterio de tolerancias de fabricación.
- Paso de 9 a 6 alveolos.

Además se ha tenido en cuenta el estudio de aligeramiento óptimo de las placas, atendiendo a la tecnología de fabricación, presentado en el capítulo 3, que indicaba que el mayor aligeramiento se obtenía con la geometría de alveolo circular sesgado.

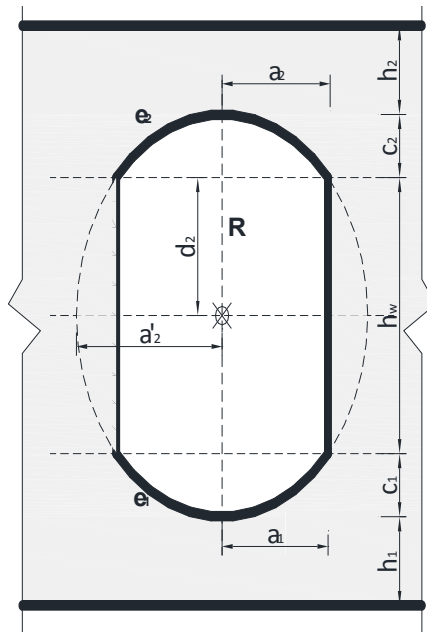


Figura 9-5. Alveolo circular sesgado.

Así para placa con alveolos circulares sesgados, y una resistencia R120, se han estudiado:

- 6 alveolos.
- 6 alveolos y espesor de las alas al valor fijado por la UNE EN1168:2011, teniendo en cuenta el criterio de tolerancias de fabricación.

9.2 OPTIMIZACIÓN DE LA GEOMETRÍA R0.

Han sido obtenidas cuatro geometrías de placa y de armado, ajustadas a los momentos reducidos que alcanzan las geometrías del fabricante, en sus tipos P.25*120-1, P.25*120-3, P.25*120-5 y P.25*120-9. LA denominación de los tipos optimizados es P.25*120-1_R0 (P.25*120-1), P.25*120-2_R0 (P.25*120-3), P.25*120-3_R0 (P.25*120-5) y P.25*120-4_R0 (P.25*120-9).

La Figura 9-6 muestra una tabla de valores obtenidos, y del mismo modo se indica el mecanismo de fallo de la placa.

Canto	25 cm	R0		
Sobrecarga	5 kN/m ²	Luz	μ	Mec_fallo
Tipo	P.25*120-1_R0	6,10	0,0438	2
	P.25*120-2_R0	7,35	0,0638	2
	P.25*120-3_R0	8,65	0,0881	2
	P.25*120-4_R0	10,15	0,1223	5

Canto	25 cm	HERM0_R0		
Sobrecarga	5 kN/m ²	Luz	μ	Mec_fallo
Tipo	P.25*120-1	5,55	0,0371	2
	P.25*120-2	6,45	0,0501	2
	P.25*120-3	7,25	0,0633	2
	P.25*120-4	7,95	0,0762	2
	P.25*120-5	8,45	0,0860	2
	P.25*120-6	9,05	0,0987	2
	P.25*120-7	9,60	0,1111	2
	P.25*120-8	9,95	0,1193	5
	P.25*120-9	10,20	0,1254	5
	P.25*120-10	10,45	0,1316	5

Ejecución	1
Flexión	2
Cortante	3
Fisuración	4
Flecha	5
INC_Flex	6
INC_Cort	7

Figura 9-6. Tabla de resultados R0.

Si se muestran los valores en forma de gráfica (Figura 9-7) y representando los valores del coste y el valor de momento reducido alcanzado, se observa que las geometrías obtenidas con el algoritmo de optimización se sitúan a la izquierda de los tipos del fabricante, lo que indica que se ha conseguido un coste mucho menor.

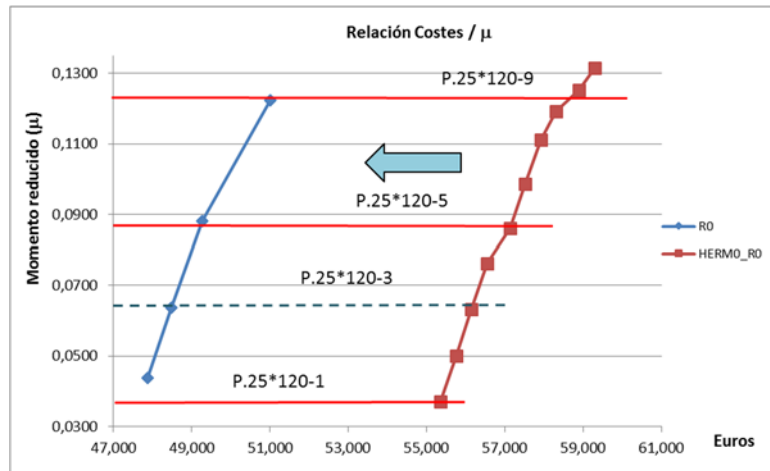


Figura 9-7. Relación costes momento reducido.

Del mismo modo se puede plantear la gráfica (Figura 9-8) de coste con respecto a la luz cubierta.

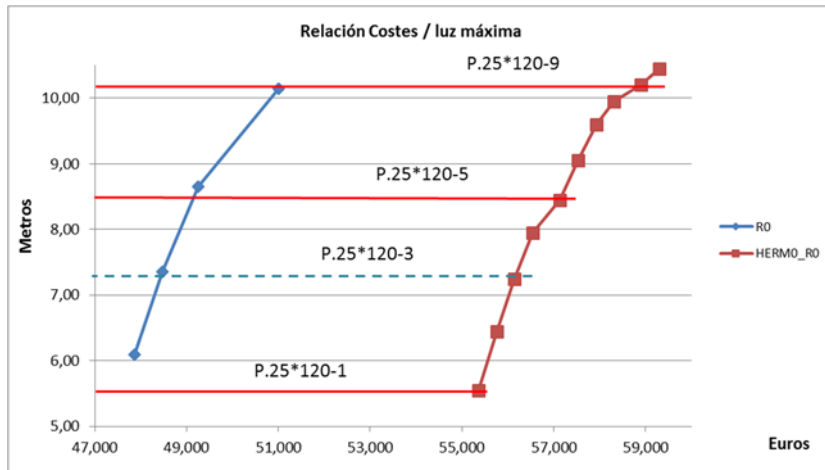


Figura 9-8. Relación costes/ luz cubierta.

Las geometrías obtenidas, comparadas con la geometría que presenta el fabricante se muestran a continuación. La línea en negro es el perfil óptimo y el contorno en azul es el del fabricante (Figura 9-9, Figura 9-10, Figura 9-11 y Figura 9-12).

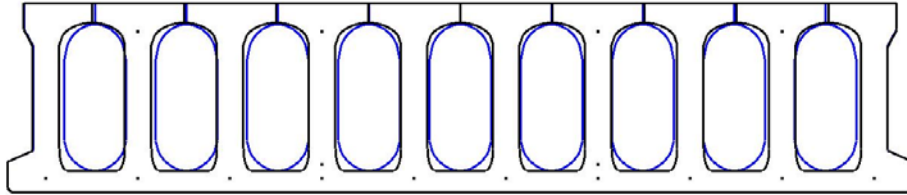


Figura 9-9. Geometría P25*120-1_R0.

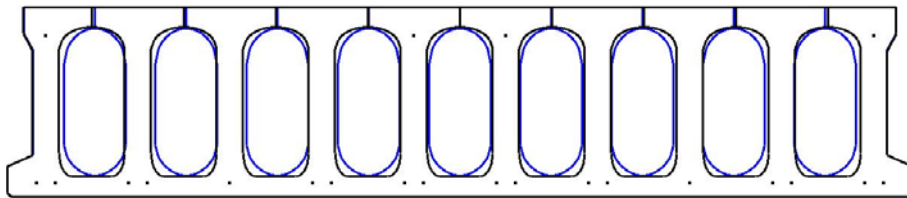


Figura 9-10. Geometría P25*120-2_R0.

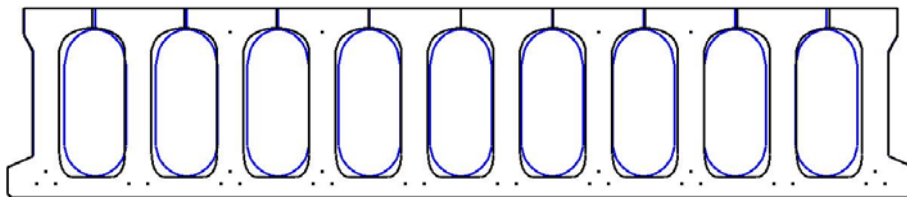


Figura 9-11. Geometría P25*120-3_R0.

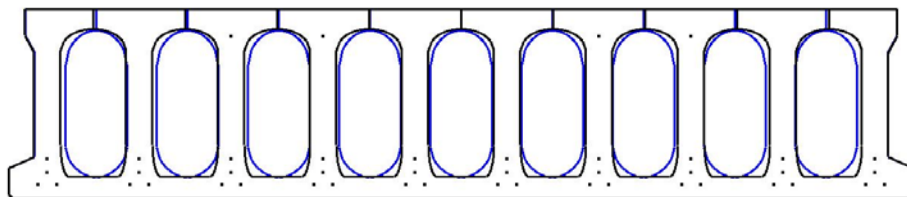


Figura 9-12. Geometría P25*120-4_R0.

9.3 OPTIMIZACIÓN DE LA GEOMETRÍA R60.

Se han obtenido cuatro geometrías de placa y de armado, ajustadas a los momentos reducidos que alcanzan las geometrías del fabricante, en sus tipos P.25*120-1, P.25*120-3, P.25*120-5 y P.25*120-9.

La Figura 9-13 muestra una tabla de valores obtenidos, y del mismo modo se indica el mecanismo de fallo de la placa.

Canto	25 cm	R60		
Sobrecarga	5 kN/m ²	Luz	μ	Mec_fallo
Tipo	P.25*120-1_R60	5,30	0,0332	6
	P.25*120-2_R60	5,60	0,0370	6
	P.25*120-3_R60	7,40	0,0645	2
	P.25*120-4_R60	9,55	0,1075	6

Canto	25 cm	HERMO_R60		
Sobrecarga	5 kN/m ²	Luz	μ	Mec_fallo
Tipo	P.25*120-1	4,25	0,0218	6
	P.25*120-2	4,90	0,0289	6
	P.25*120-3	5,45	0,0358	6
	P.25*120-4	6,30	0,0478	6
	P.25*120-5	7,25	0,0633	6
	P.25*120-6	8,15	0,0800	6
	P.25*120-7	8,50	0,0871	6
	P.25*120-8	8,80	0,0933	6
	P.25*120-9	9,40	0,1065	6
	P.25*120-10	10,15	0,1241	6

Ejecución	1
Flexión	2
Cortante	3
Fisuración	4
Flecha	5
INC_Flex	6
INC_Cort	7

Figura 9-13. Tabla de resultados R60.

Como en el caso anterior, a temperatura ambiente, para R60 se observa nuevamente (Figura 9-14), que las placas obtenidas alcanzan el valor de momento reducido, equivalente a las placas del fabricante, con un menor coste.

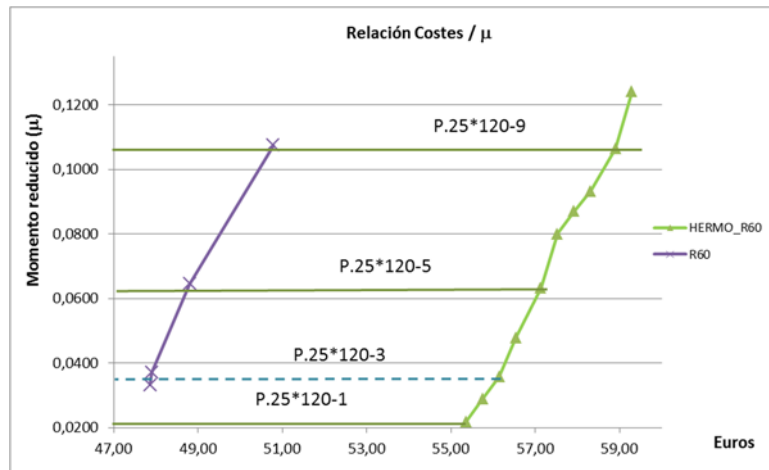


Figura 9-14. Relación costes momento reducido.

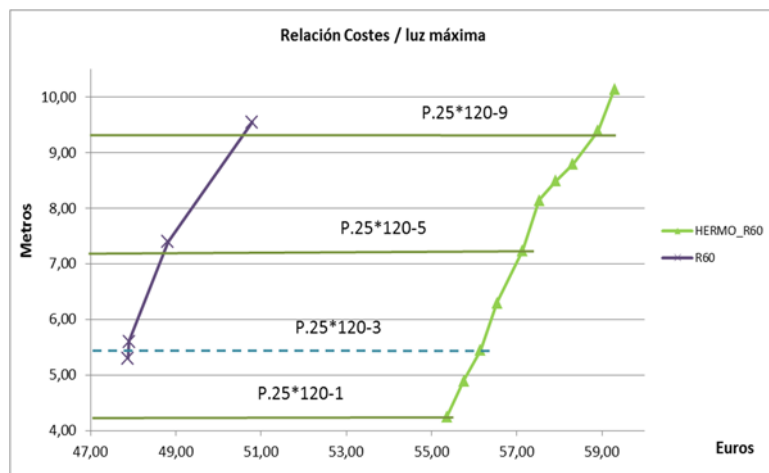
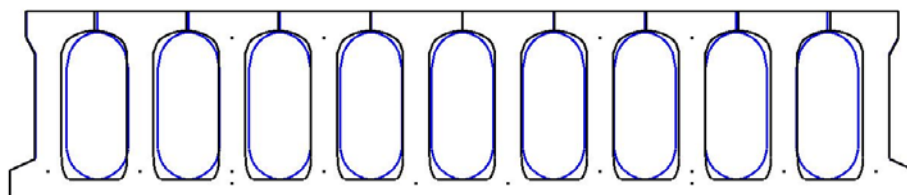


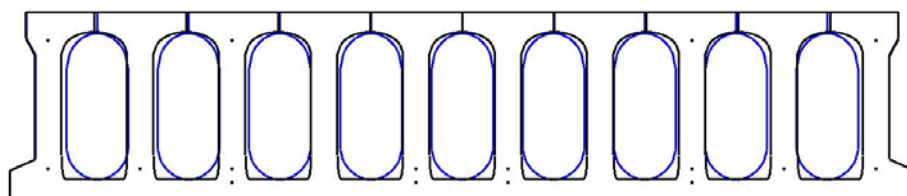
Figura 9-15. Relación costes luz cubierta.

Las placas optimizadas P.25*120-1_R60 y P.25*120-2_R60 se corresponden con las dos primeras soluciones obtenidas que cumplen las restricciones, por tanto dan valores de momento reducido muy próximos y costes prácticamente iguales, este hecho hace que en las gráficas aparezcan los puntos que representan las mismas muy próximos.

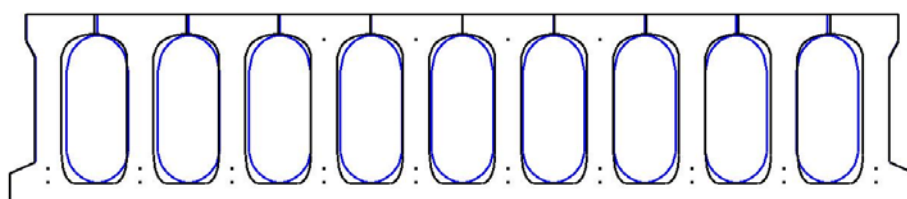
Las geometrías obtenidas, comparadas con la geometría que presenta el fabricante se muestran a continuación. La línea en negro es el perfil óptimo y el contorno en azul es el del fabricante (Figura 9-9, Figura 9-10, Figura 9-11 y Figura 9-12).



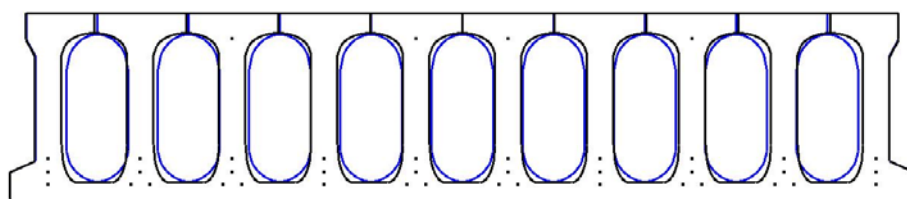
*Figura 9-16. Geometría P25*120-1_R60.*



*Figura 9-17. Geometría P25*120-2_R60.*



*Figura 9-18. Geometría P25*120-3_R60.*



*Figura 9-19. Geometría P25*120-4_R60.*

9.4 OPTIMIZACIÓN DE LA GEOMETRÍA R90.

Han sido obtenidas cuatro geometrías de placa y de armado, ajustadas a los momentos reducidos que alcanzan las geometrías del fabricante, en sus tipos P.25*120-1, P.25*120-3, P.25*120-5 y P.25*120-9.

La Figura 9-20 muestra una tabla de valores obtenidos, y del mismo modo se indica el mecanismo de fallo de la placa.

Canto	25 cm	R90		
Sobrecarga	5 kN/m ²	Luz	μ	Mec_fallo
Tipo	P.25*120-1_R90	4,15	0,0203	6
	P.25*120-2_R90	4,30	0,0218	6
	P.25*120-3_R90	5,45	0,0352	6
	P.25*120-4_R90	7,20	0,0618	2

Canto	25 cm	HERMO_R90		
Sobrecarga	5 kN/m ²	Luz	μ	Mec_fallo
Tipo	P.25*120-1	2,35	0,0067	7
	P.25*120-2	2,65	0,0085	7
	P.25*120-3	2,85	0,0098	7
	P.25*120-4	4,50	0,0244	6
	P.25*120-5	5,35	0,0345	6
	P.25*120-6	6,15	0,0456	6
	P.25*120-7	6,35	0,0486	6
	P.25*120-8	6,50	0,0509	6
	P.25*120-9	7,10	0,0607	6
	P.25*120-10	7,90	0,0752	6

Ejecución	1
Flexión	2
Cortante	3
Fisuración	4
Flecha	5
INC_Flex	6
INC_Cort	7

Figura 9-20. Tabla de resultados R90.

La Figura 9-21 y Figura 9-22 muestran la ganancia en coste de las geometrías óptimas para los diferentes momentos reducidos y luces alcanzadas.

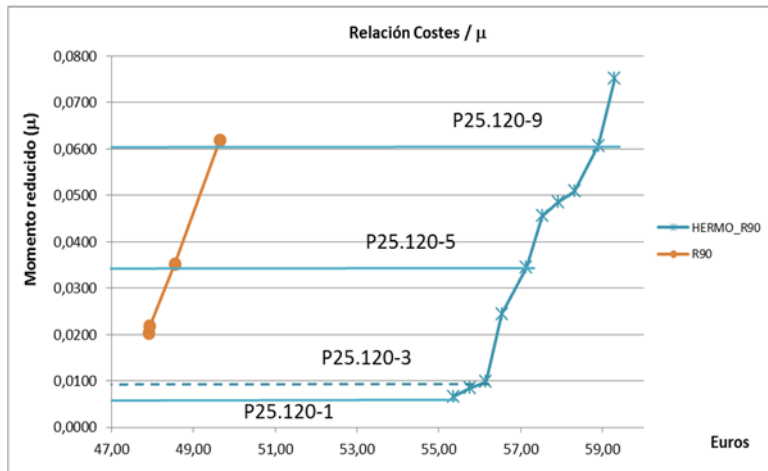


Figura 9-21. Relación costes momento reducido.

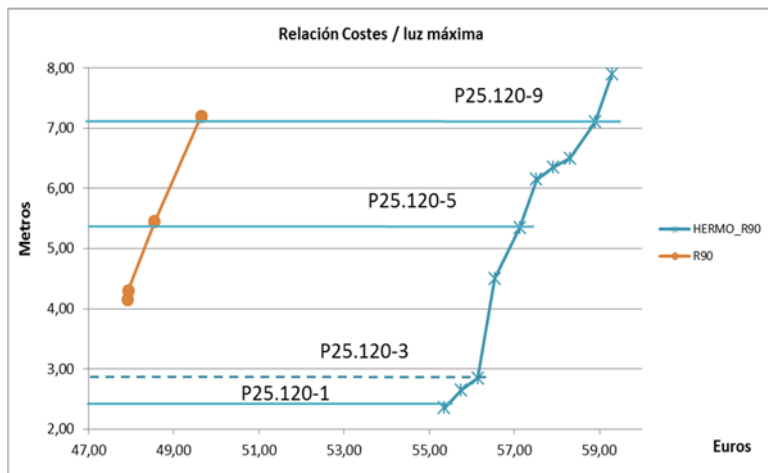


Figura 9-22. Relación costes / luz cubierta.

Las geometrías obtenidas, comparadas con la geometría que presenta el fabricante se muestran a continuación. La línea en negro es el perfil óptimo y el contorno en azul es el del fabricante (Figura 9-9, Figura 9-10, Figura 9-11 y Figura 9-12).

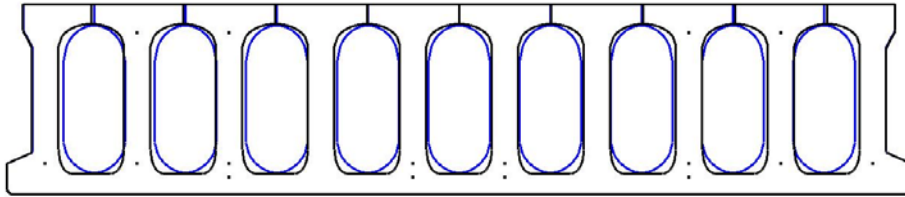


Figura 9-23. Geometría P25*120-1_R90.

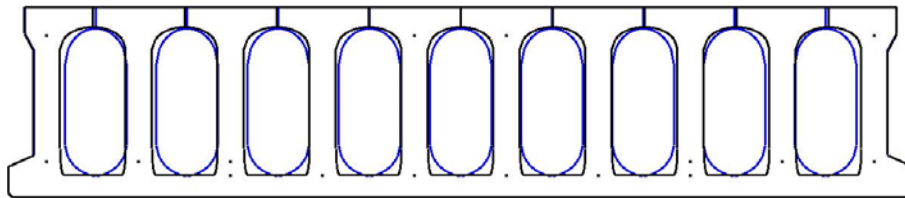


Figura 9-24. Geometría P25*120-2_R90.

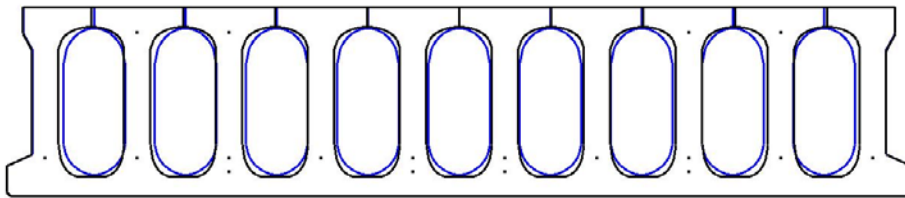


Figura 9-25. Geometría P25*120-3_R90.

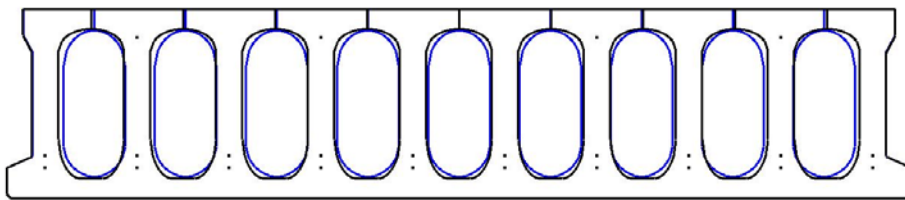


Figura 9-26. Geometría P25*120-4_R90.

9.5 OPTIMIZACIÓN DE LA GEOMETRÍA R120.

Han sido obtenidas cuatro geometrías de placa y de armado, ajustadas a los momentos reducidos que alcanzan las geometrías del fabricante, en sus tipos P.25*120-1, P.25*120-3, P.25*120-5 y P.25*120-9.

La Figura 9-27 muestra una tabla de valores obtenidos, y del mismo modo se indica el mecanismo de fallo de la placa.

Canto	25 cm	R120		
Sobrecarga	5 kN/m ²	Luz	μ	Mec_fallo
Tipo	P.25*120-1_R120	4,15	0,0204	6
	P.25*120-2_R120	4,35	0,0224	6
	P.25*120-3_R120	4,60	0,0252	6
	P.25*120-4_R120	6,15	0,0452	6

Canto	25 cm	HERMO_R120		
Sobrecarga	5 kN/m ²	Luz	μ	Mec_fallo
Tipo	P.25*120-1	1,00	0,0012	7
	P.25*120-2	1,00	0,0012	7
	P.25*120-3	1,00	0,0012	7
	P.25*120-4	3,80	0,0174	7
	P.25*120-5	4,55	0,0249	6
	P.25*120-6	5,15	0,0320	6
	P.25*120-7	5,35	0,0345	6
	P.25*120-8	5,50	0,0365	6
	P.25*120-9	6,00	0,0434	6
	P.25*120-10	6,75	0,0549	6

Ejecución	1
Flexión	2
Cortante	3
Fisuración	4
Flecha	5
INC_Flex	6
INC_Cort	7

Figura 9-27. Tabla de resultados R120.

Destacar que los tipos del fabricante P.25*20-1, P.25*20-2 y P.25*20-1 fijan su valor de momento máximo alcanzado a 0,0012, quedando fijado su luz máxima a 1 metro.

Cabe recordar, alcanzado este punto, que en el ámbito industrial el requerimiento de resistencia al fuego R120, es el habitual, por lo que esta resistencia es la que presenta un mayor interés. La Figura 9-21 y Figura 9-22 muestran la ganancia en coste de las geometrías óptimas para los diferentes momentos reducidos y luces alcanzadas.

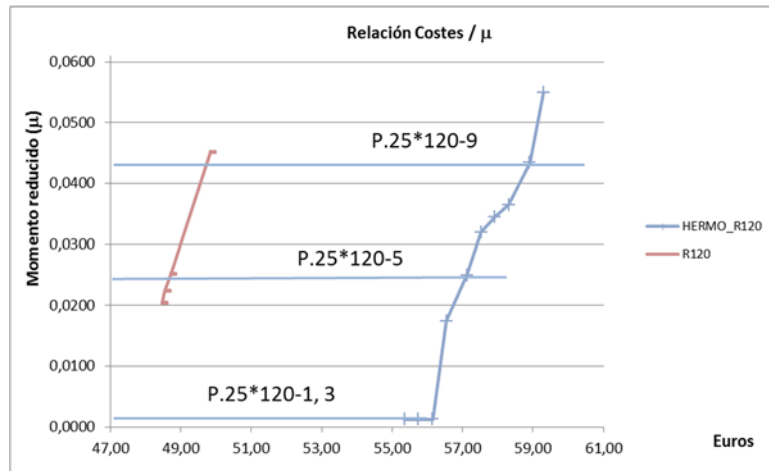


Figura 9-28. Relación costes momento reducido.

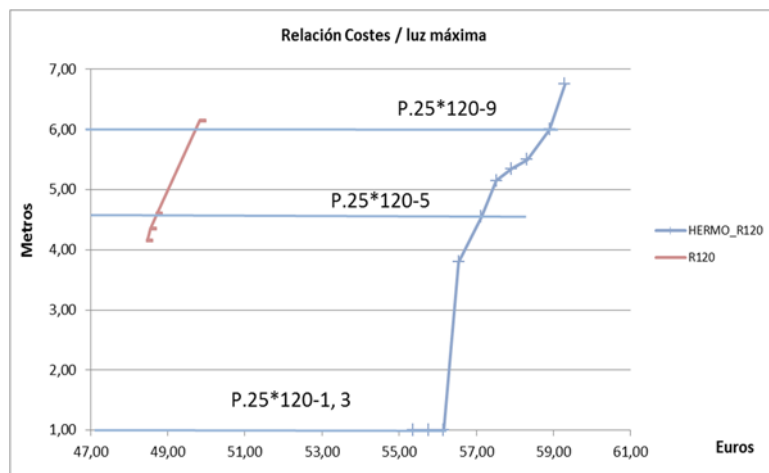


Figura 9-29. Relación costes luz cubierta.

Las geometrías obtenidas, comparadas con la geometría que presenta el fabricante se muestran a continuación. La línea en negro es el perfil óptimo y el contorno en azul es el del fabricante (Figura 9-90, Figura 9-10, Figura 9-11 y Figura 9-12).

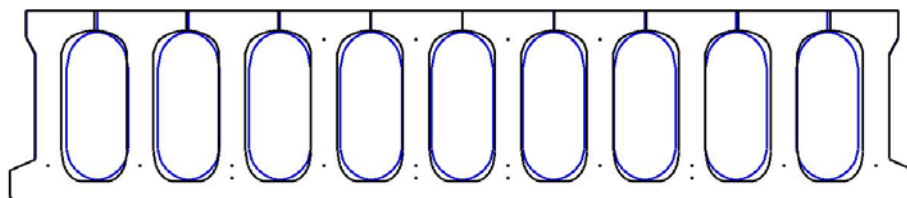


Figura 9-30 Geometría P25*120-1_R120.

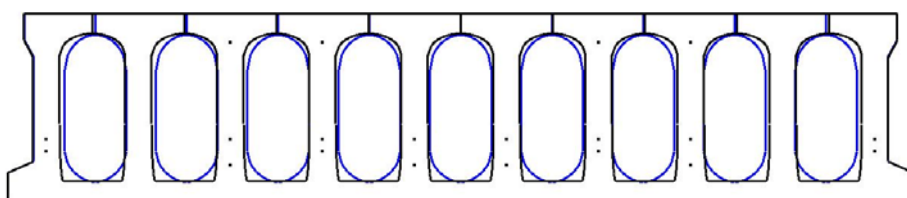


Figura 9-31. Geometría P25*120-2_R120.

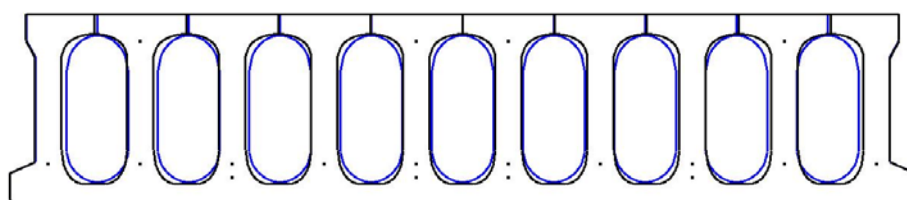


Figura 9-32. Geometría P25*120-3_R120.

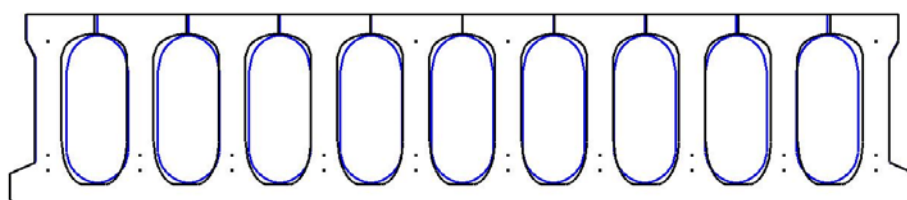


Figura 9-33. Geometría P25*120-4_R120.

Dado que el caso de resistencia al fuego de 120 minutos es muy significativo, y que cuando se presenta este requerimiento suele ir unido a cargas importantes y a grandes luces se presentará la geometría y configuración de armado obtenida con el algoritmo de optimización, que permite alcanzar el momento reducido máximo y por tanto la mayor luz. Esta geometría se denominará P.25*120-5_120.

La placa óptima de máxima capacidad obtenida alcanza un momento reducido de 0,1293, equivalente a indicar que la luz máxima cubierta es de 10,30 metros, a un coste de 56,93 euros el metro lineal. La placa máxima del fabricante alcanza un momento reducido de 0,0549, y cubre una luz 6,75 metros a un coste de 59,30 euros.

Canto	25	R120			Coste euros
Sobrecarga	5 kN/m2	Luz	μ	Mec_fallo	
Tipo	P.25*120-1_R120	4,15	0,0204	6	48,47
	P.25*120-2_R120	4,35	0,0224	6	48,55
	P.25*120-3_R120	4,60	0,0252	6	48,72
	P.25*120-4_R120	6,15	0,0452	6	49,84
	P.25*120-5_R120	10,30	0,1293	6	56,93

Canto	25	HERMO_R120			Coste euros
Sobrecarga	5 kN/m2	Luz	μ	Mec_fallo	
Tipo	P.25*120-1	1,00	0,0012	7	55,36
	P.25*120-2	1,00	0,0012	7	55,75
	P.25*120-3	1,00	0,0012	7	56,15
	P.25*120-4	3,80	0,0174	7	56,54
	P.25*120-5	4,55	0,0249	6	57,13
	P.25*120-6	5,15	0,0320	6	57,53
	P.25*120-7	5,35	0,0345	6	57,92
	P.25*120-8	5,50	0,0365	6	58,31
	P.25*120-9	6,00	0,0434	6	58,90
	P.25*120-10	6,75	0,0549	6	59,30

Ejecución	1
Flexión	2
Cortante	3
Fisuración	4
Flecha	5
INC_Flex	6
INC_Cort	7

Figura 9-34. Tabla de resultados P.25*120_R120.

Los valores anteriormente indicados permiten indicar que la placa óptima de máxima capacidad respecto a la máxima del fabricante, reduce el coste en un 3,99%, aumenta la

luz cubierta para un mismo nivel de carga en un 52,59%. El valor alcanzado por esta solución se muestra en la Figura 9-35 y Figura 9-36 remarcado con un círculo rojo.

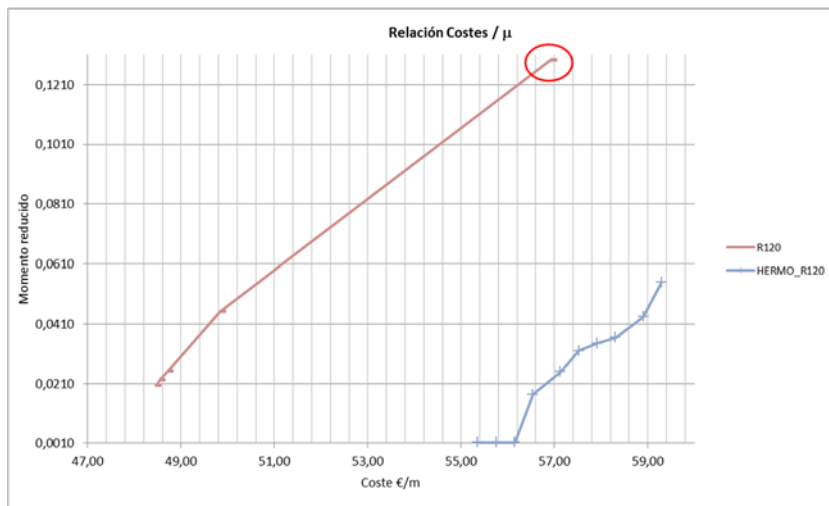


Figura 9-35. Relación costes momento reducido P.25*120_R120.

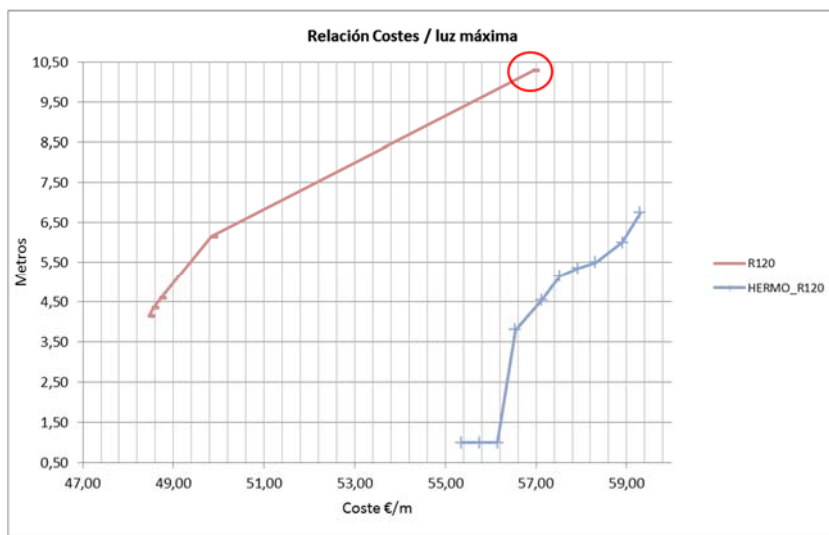


Figura 9-36. Relación costes luz cubierta P.25*120_R120.

La geometría de esta placa óptima denominada P25*120-5_R120 se muestra en la Figura 9-37.

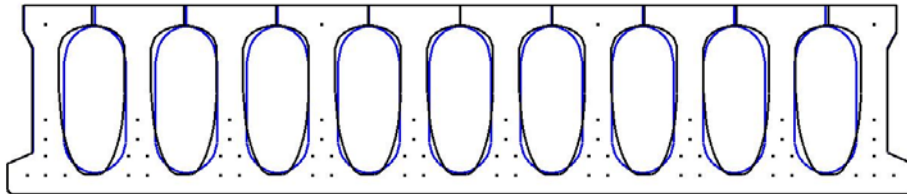


Figura 9-37. Geometría P25*120-5_R120.

La Tabla 9-2 muestra la reducción del coste obtenida con cada geometría optimizada para cubrir al menos un momento reducido igual al de la placa del fabricante.

Tabla 9-2.Reducción de costes Molde fijo.

Designación fabricante	μ	Designación Placa optimizada	μ	Porcentaje reducción del coste
P.25*120-1	0,0012	P25*120-1_R120	0,0204	12,4513
P.25*120-3	0,0012	P25*120-2_R120	0,0224	13,5348
P.25*120-5	0,0249	P25*120-3_R120	0,0252	14,7320
P.25*120-9	0,0434	P25*120-4_R120	0,0452	15,3867
P.25*120-10	0,0549	P25*120-5_R120	0,1290	3,3432

Los valores de reducción de costes, siempre positivos, y con valores en el entorno del 12%, muestran la necesidad de optimización. En el caso del tipo P.25*120-10 con respecto al P25*120-5_R120, cabe recordar que en este caso se compara la placa máxima del fabricante, con la máxima obtenida con el algoritmo, por tanto también se puede observar que el valor de momento reducido alcanzado con la placa optimizada es del orden de 2,5 veces superior.

Si se muestran en un único gráfico (Figura 9-38 y Figura 9-39) todas las soluciones óptimas, respecto a las capacidades de la familia de placas del fabricante, se observa claramente que todas las soluciones optimizadas se sitúan a la izquierda de las del fabricante, es decir, a un menor coste.

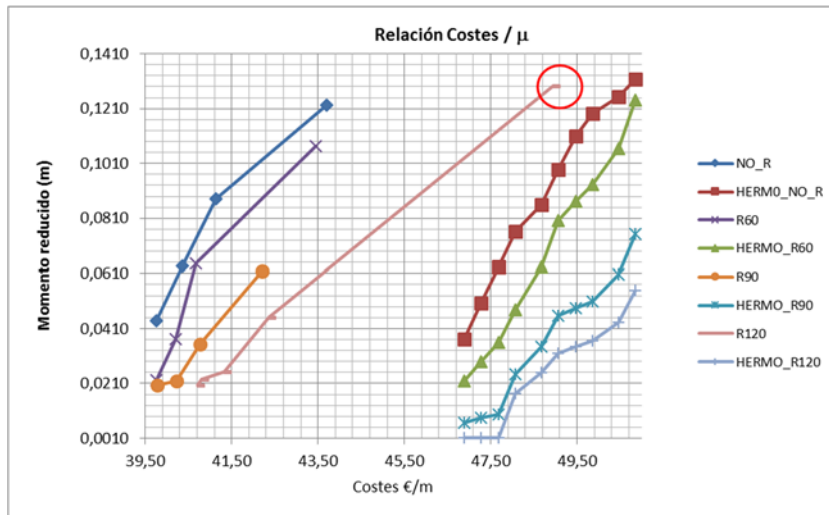


Figura 9-38. Relación costes momento reducido.

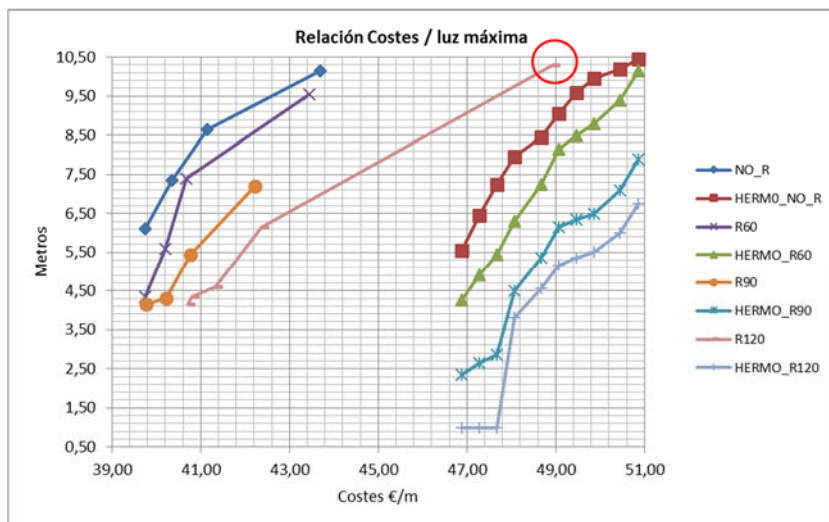


Figura 9-39. Relación costes luz máxima.

9.6 COMPARATIVA DEL AJUSTE DE LAS GEOMETRÍAS ÓPTIMAS.

Es importante recordar que se persigue el coordinar todos los requerimientos mecánicos de las placas obtenidas, y que por tanto la placa óptima debería tener ratios, con relación a la capacidad de la placa dividida por el requerimiento mecánico de valor la unidad, se denominará ha este valor el coeficiente de sobredimensionado. Hecho que como se indicó con anterioridad no ocurre en las placas comerciales del fabricante tomado como referencia.

Para los requerimientos de fuego de R120 se mostrará la comparativa entre el tipo del fabricante de referencia y el obtenido como optimizado. La comparativa se indica con el tipo del fabricante P.25*120-1, y el optimizado P.25*120-1_R120 (Figura 9-40).

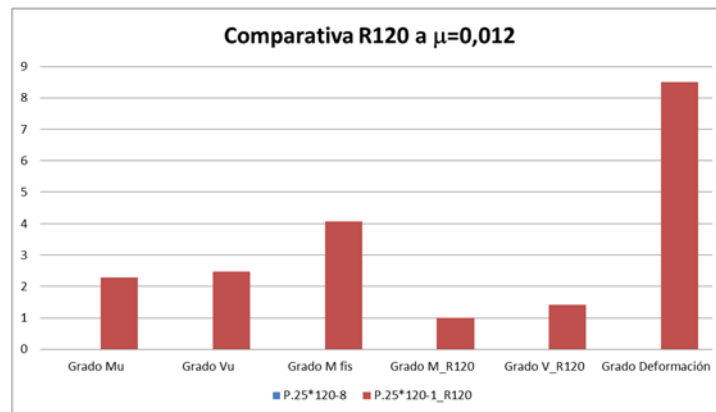


Figura 9-40. Coeficiente de sobredimensionado de los requerimientos mecánicos. $\mu=0,012$. . P.25*120-1 (I).

La Figura 9-41 muestra con un diagrama de estrella los diferentes coeficientes de cumplimiento de los valores de comparación, momento último, cortante, momento de fisuración, momento fuego R120, cortante a fuego R120, y deformación. Además se muestra la gráfica de coeficiente de cumplimiento ideal donde todos los coeficientes o grados que deberían alcanzar el valor la unidad. En la gráfica se representan los valores tanto de las placas a estudio del fabricante, como las optimizadas, si bien las del tipo del fabricante no aparecen ya que estas no alcanzan los valores de capacidad mecánica requeridos para la situación planteada.

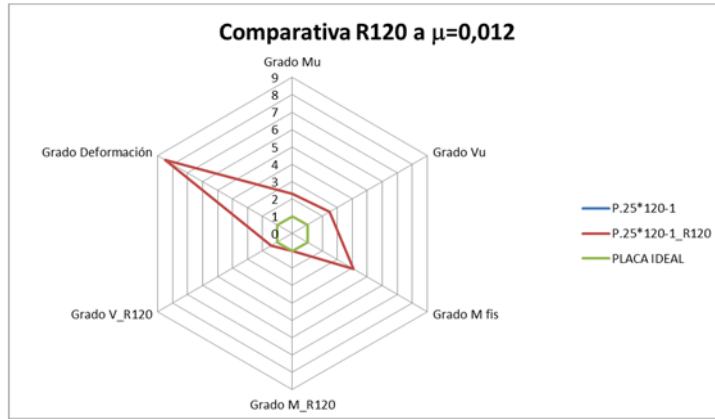


Figura 9-41. Coeficiente de sobredimensionado de los requerimientos mecánicos. $\mu=0,012$. P.25*120-1 (II).

A continuación la comparativa del tipo del fabricante P.25*120-3, y el optimizado P.25*120-2_R120, figuras Figura 9-42 y Figura 9-43.

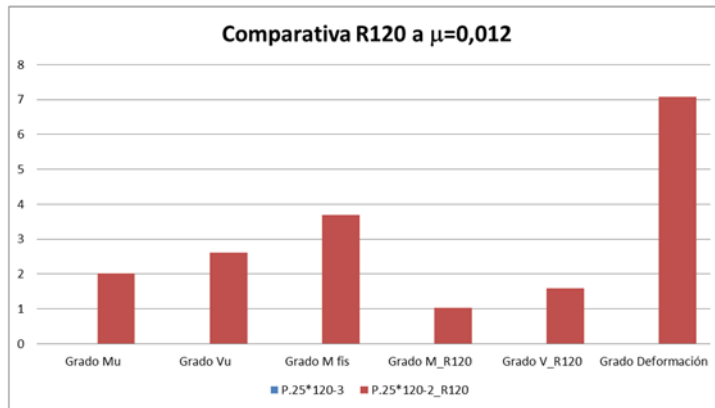


Figura 9-42. Grado de cumplimiento de los requerimientos mecánicos. $\mu=0,012$. P.25*120-3 (I).

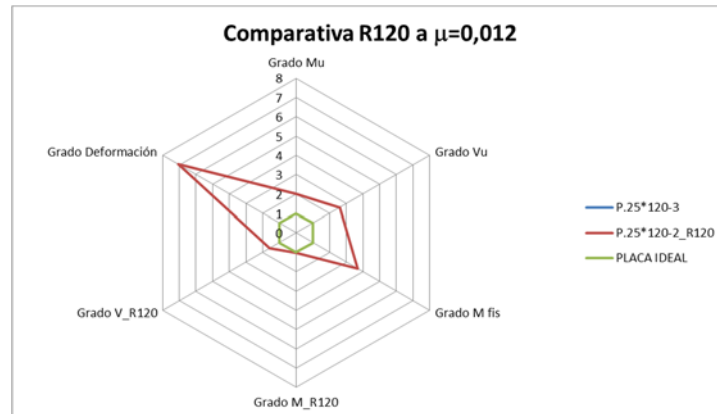


Figura 9-43. Grado de cumplimiento de los requerimientos mecánicos. $\mu=0,012$. P.25*120-3 (II).

Cuando la comparativa del tipo del fabricante es la del P.25*120-5, y el optimizado P.25*120-3_R120, ya la placa del fabricante es capaz de resistir los requerimientos mecánicos, figuras Figura 9-44 y Figura 9-45.

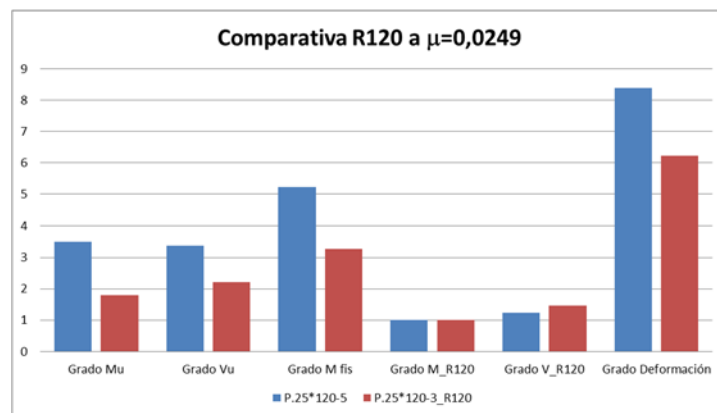


Figura 9-44. Grado de cumplimiento de los requerimientos mecánicos. $\mu=0,0249$. P.25*120-5 (I).

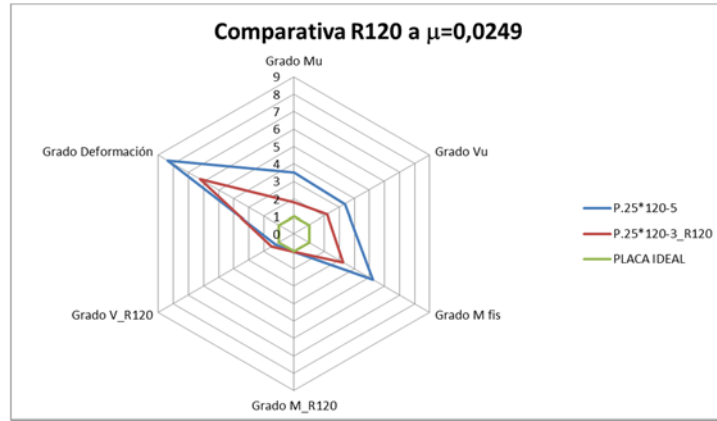


Figura 9-45. Grado de cumplimiento de los requerimientos mecánicos. $\mu=0,0249$. P.25*120-5 (II).

Cuando la comparativa del tipo del fabricante es la del P.25*120-9, y el optimizado P.25*120-4_R120, ya la placa del fabricante es capaz de resistir los requerimientos mecánicos, Figura 9-46 y Figura 9-47.

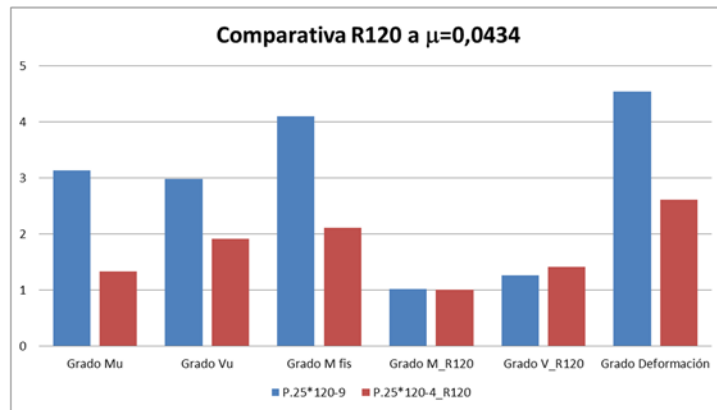


Figura 9-46. Grado de cumplimiento de los requerimientos mecánicos. $\mu=0,0434$. P.25*120-9 (I).

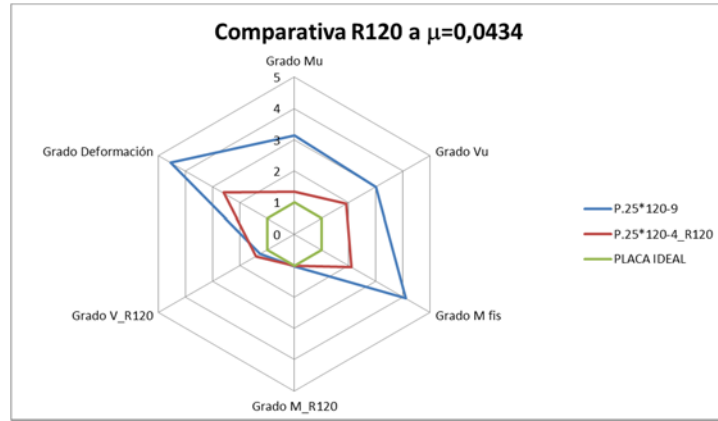


Figura 9-47. Grado de cumplimiento de los requerimientos mecánicos. $\mu=0,0434$. P.25*120-9 (II).

9.7 COMPARATIVA CON MOLDE FIJO.

Conocida la geometría de molde que permite alcanzar el máximo momento reducido, y por tanto cubrir la luz máxima con los requerimientos mecánicos y de deformaciones exigidos, para el nivel de carga establecido, se plantea disponer este molde y buscar con el mismo que armados y por tanto que precio alcanzan los diferentes tipos que puedan cubrir al menos los requerimientos de las placas de referencia del fabricante.

La Figura 9-48 muestra que con respecto a las geometrías específicas óptimas obtenidas anteriormente, el disponer de un molde fijo conlleva un aumento del coste. Pero también es evidente que sigue siendo de menor valor y mayor capacidad que la familia del fabricante.

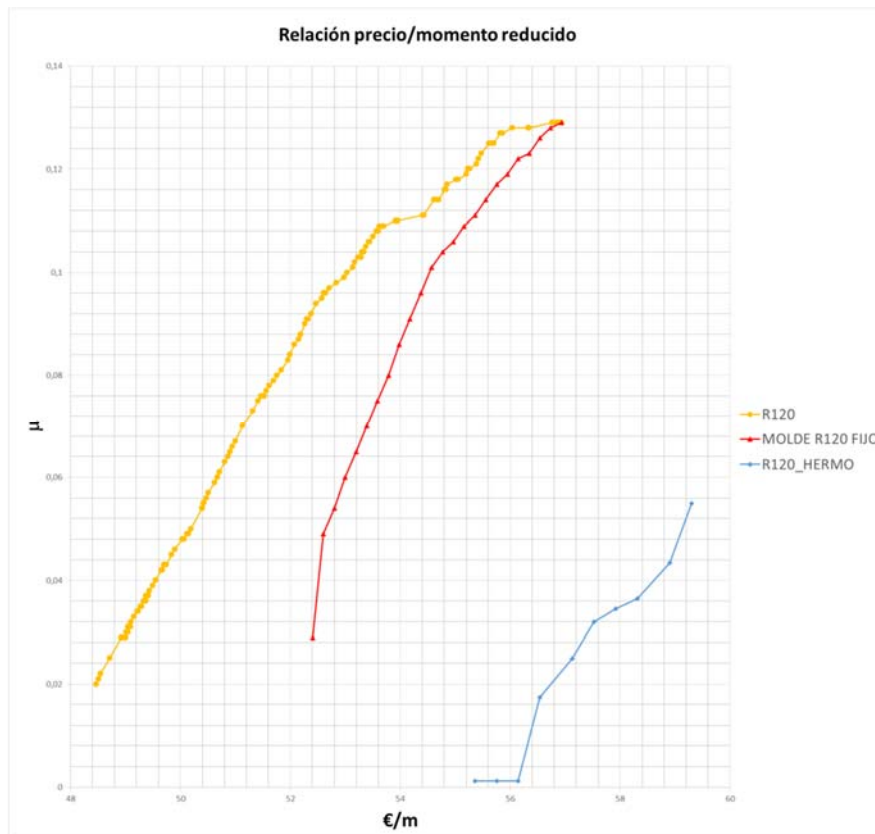


Figura 9-48. Gráfica coste/momento reducido. Molde fijo.

La Tabla 9-3 muestra que el uso de un molde fijo, siendo dicho molde el obtenido como geometría que permite el alcanzar el máximo momento con un requerimiento en

situación accidental de incendio de 120 minutos, sigue siendo más económico que las disponibles por parte del fabricante.

Tabla 9-3.Reducción de costes Molde fijo.

Designación fabricante	μ	Designación Placa optimizada	μ	Porcentaje reducción del coste
<i>P.25*120-1</i>	<i>0,0012</i>	<i>P25*120-1_R120_M_fijo</i>	<i>0,0290</i>	<i>5,3361</i>
<i>P.25*120-3</i>	<i>0,0012</i>	<i>P25*120-2_R120_M_fijo</i>	<i>0,0490</i>	<i>6,3128</i>
<i>P.25*120-5</i>	<i>0,0249</i>	<i>P25*120-3_R120_M_fijo</i>	<i>0,0540</i>	<i>7,5819</i>
<i>P.25*120-9</i>	<i>0,0434</i>	<i>P25*120-4_R120_M_fijo</i>	<i>0,0600</i>	<i>10,0270</i>
<i>P.25*120-10</i>	<i>0,0549</i>	<i>P25*120-5_R120_M_fijo</i>	<i>0,1290</i>	<i>3,3432</i>

Las geometrías obtenidas se muestran a continuación (Figura 9-49, Figura 9-50, Figura 9-51, Figura 9-52 y Figura 9-53).

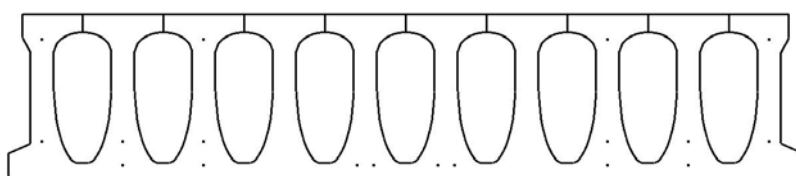


Figura 9-49. P25*120-1_R120_M_fijo.

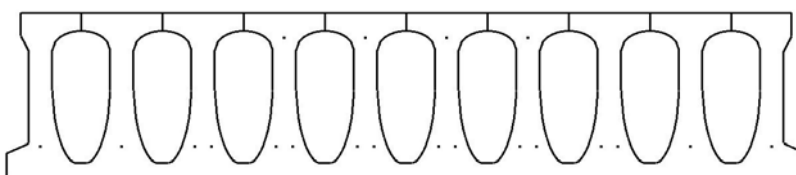


Figura 9-50. P25*120-2_R120_M_fijo.

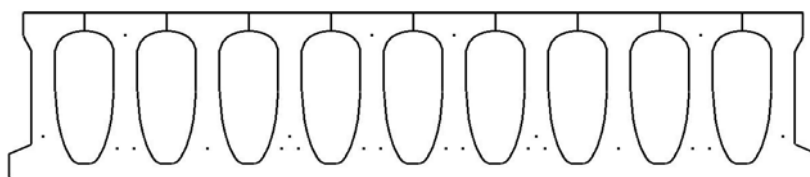


Figura 9-51. P25*120-3_R120_M_fijo.

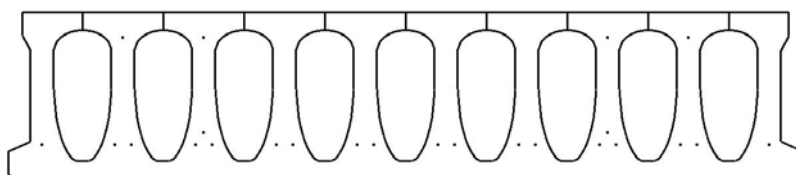


Figura 9-52. P25*120-4_R120_M_fijo.

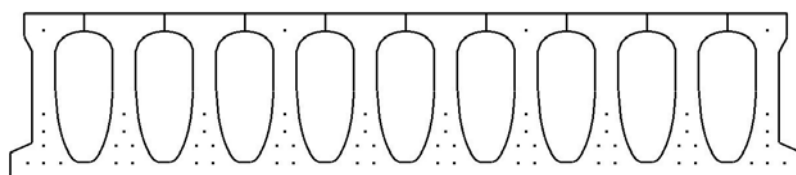


Figura 9-53. P25*120-5_R120_M_fijo.

9.8 COMPARATIVA CAMBIO DE RESISTENCIA CARACTERÍSTICA DEL HORMIGÓN.

Dado que en los casos anteriores planteados se había fijado la resistencia del hormigón de la placa al hormigón empleado del fabricante, se plantea comprobar si las soluciones obtenidas con anterioridad eran función del coste y resistencia del hormigón. Así se plantea resolver el problema indicando que el hormigón de la placa sea un $f_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$.

La situación de incendio contemplada es la de R120. Graficando la relación entre coste y momentos reducidos, para la solución optimizada con resistencia un $f_{ck}=45 \text{ N/mm}^2$ y la nueva propuesta con un $f_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$, se observa que la solución obtenida se sitúa a la izquierda, es decir, es de menor coste, pero que no se puede alcanzar con la misma el valor máximo de capacidad, dado que este hormigón tiene una resistencia menor.

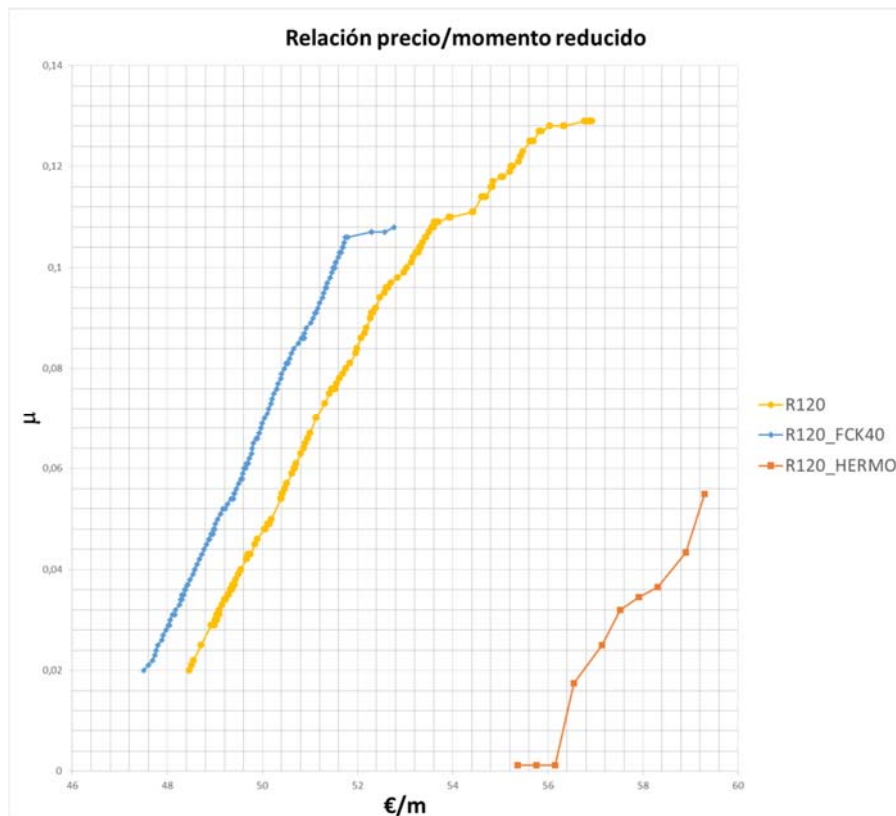


Figura 9-54. Gráfica coste/momento reducido. $f_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$.

La figura (Figura 9-54.) permite observar que las soluciones siguen siendo de menor coste que la del fabricante. También, el considerar un hormigón de menor resistencia característica hace que el coste sea menor, dado que se requiere menos cemento en su dosificación, el momento reducido máximo alcanzado es menor, debido a la pérdida de brazo mecánico ligada al ancho de la cabeza de compresión de la placa alveolar.

La reducción del coste de las placas obtenidas con respecto a las del fabricante son las de la Tabla 9-4:

Tabla 9-4.Reducción de costes $f_{ck}=40$ N/mm².

Designación fabricante	μ	Designación Placa optimizada	μ	Porcentaje reducción del coste
<i>P.25*120-1</i>	<i>0,0012</i>	<i>P25*120-1_R120_fck40</i>	<i>0,0200</i>	<i>14,1927</i>
<i>P.25*120-3</i>	<i>0,0012</i>	<i>P25*120-2_R120_fck40</i>	<i>0,0210</i>	<i>15,2250</i>
<i>P.25*120-5</i>	<i>0,0249</i>	<i>P25*120-3_R120_fck40</i>	<i>0,0250</i>	<i>16,3231</i>
<i>P.25*120-9</i>	<i>0,0434</i>	<i>P25*120-4_R120_fck40</i>	<i>0,0440</i>	<i>17,1981</i>
<i>P.25*120-10</i>	<i>0,0549</i>	<i>P25*120-5_R120_fck40</i>	<i>0,1080</i>	<i>10,4277</i>

Las geometrías obtenidos como resultado de la optimización se muestran en las siguientes imágenes (Figura 9-55, Figura 9-55, Figura 9-55, Figura 9-55 y Figura 9-55).

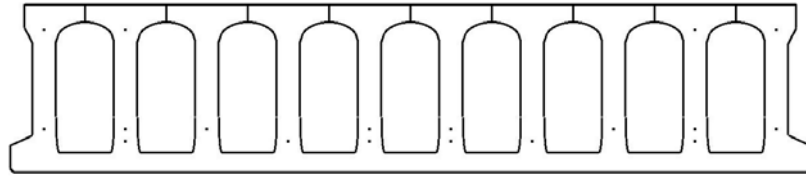


Figura 9-55 Geometría P25*120-1_R120_fck40. $\mu=0,020$.

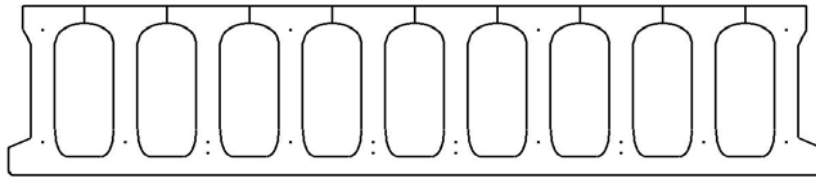


Figura 9-56. Geometría P25*120-2_R120_fck40. $\mu=0,021$.

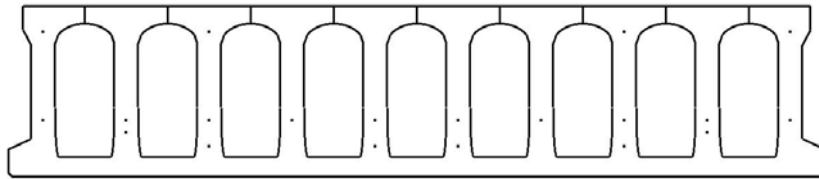


Figura 9-57. Geometría P25*120-3_R120_fck40. $\mu=0,025$.

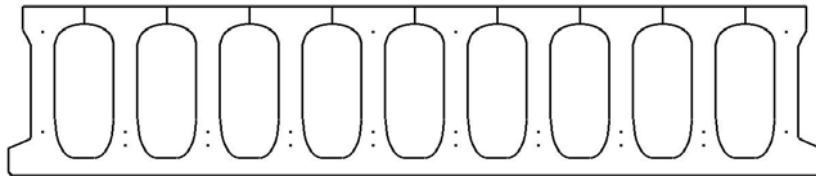


Figura 9-58. Geometría P25*120-4_R120_fck40. $\mu=0,044$.

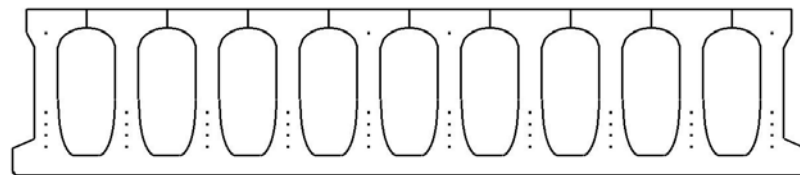


Figura 9-59. Geometría P25*120-5_R120_fck40. $\mu=0,108$.

9.9 COMPARATIVA CAMBIO DE PRECIO DEL HORMIGÓN.

Para conocer la robustez de la solución frente a un cambio en el precio base de los materiales, se observa que dado el precio del hormigón y su peso en el valor total de la solución por encima del 90 del precio, se opta por modificar en un más menos 10% el precio de este material, quedando fijo el precio del acero.

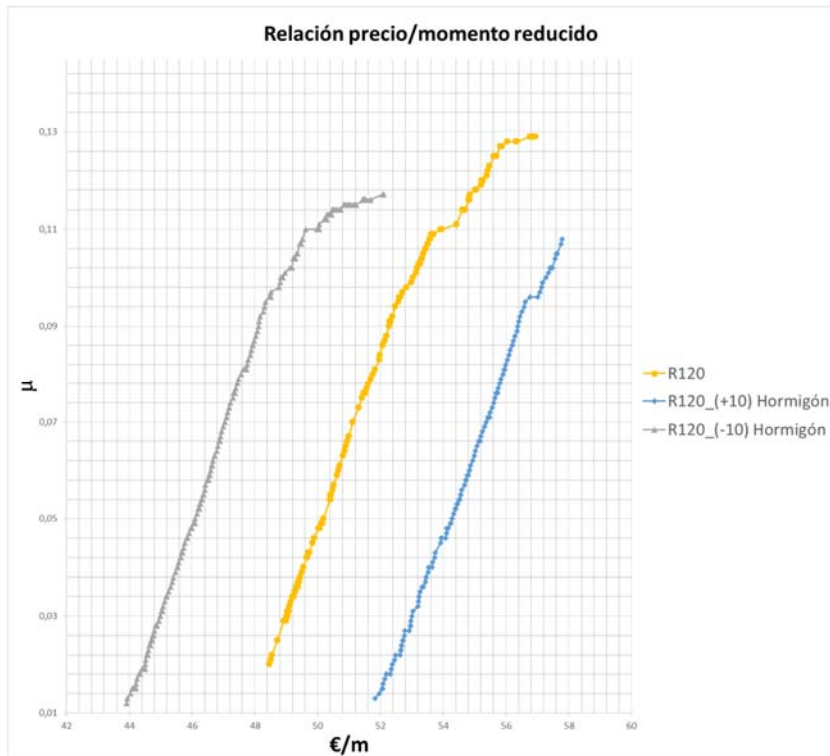


Figura 9-60. Comparativa de la variación el coste del hormigón.

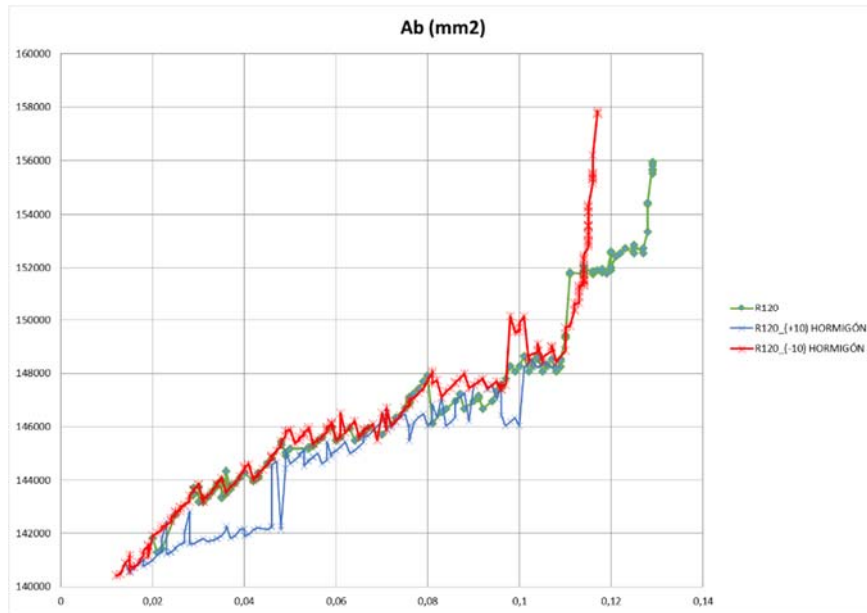


Figura 9-61. Variación del área bruta de hormigón.

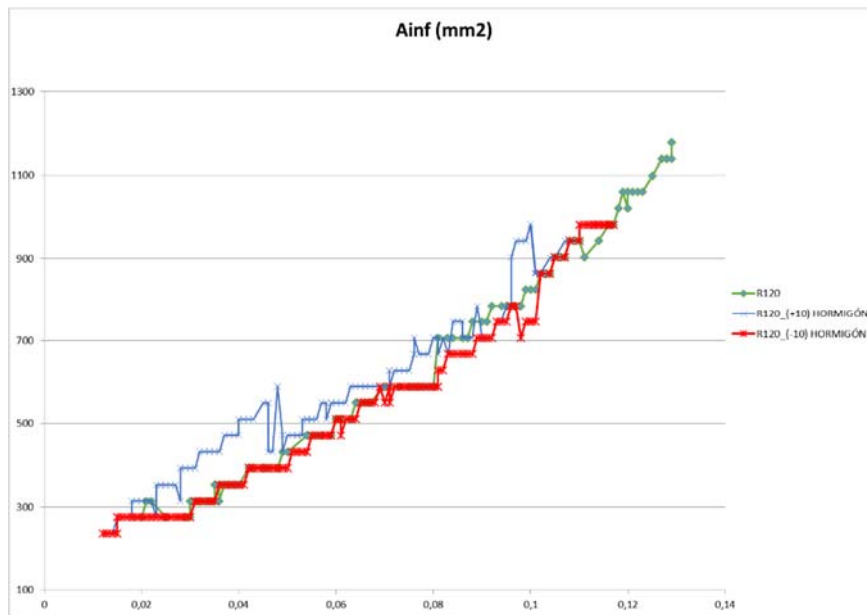


Figura 9-62. Área inferior de acero dispuesta

La reducción del coste de las placas obtenidas al variar en un $\pm 10\%$ el coste del hormigón con respecto a las del fabricante son las de la Tabla 9-5:

Tabla 9-5.Reducción de costes con variación del precio del hormigón en $\pm 10\%$.

Designación fabricante	μ	Designación Placa optimizada	μ	Porcentaje reducción del coste
<i>P.25*120-1</i>	<i>0,0012</i>	<i>P25*120-1_R120_(-10%)</i>	<i>0,0120</i>	<i>20,6540</i>
		<i>P25*120-1_R120_(+10%)</i>	<i>0,0130</i>	<i>6,3766</i>
<i>P.25*120-3</i>	<i>0,0012</i>	<i>P25*120-2_R120_(-10%)</i>	<i>0,0130</i>	<i>21,7453</i>
		<i>P25*120-2_R120_(+10%)</i>	<i>0,0140</i>	<i>7,4544</i>
<i>P.25*120-5</i>	<i>0,0249</i>	<i>P25*120-3_R120_(-10%)</i>	<i>0,0250</i>	<i>21,7509</i>
		<i>P25*120-3_R120_(+10%)</i>	<i>0,0250</i>	<i>7,7359</i>
<i>P.25*120-9</i>	<i>0,0434</i>	<i>P25*120-4_R120_(-10%)</i>	<i>0,0440</i>	<i>22,3693</i>
		<i>P25*120-4_R120_(+10%)</i>	<i>0,0450</i>	<i>8,4618</i>
<i>P.25*120-10</i>	<i>0,0549</i>	<i>P25*120-5_R120_(-10%)</i>	<i>0,1170</i>	<i>11,5380</i>
		<i>P25*120-5_R120_(+10%)</i>	<i>0,1080</i>	<i>1,8917</i>

Las geometrías obtenidos como resultado de la optimización se muestran en las siguientes imágenes (Figura 9-63, Figura 9-64, Figura 9-65, Figura 9-66 y Figura 9-67).

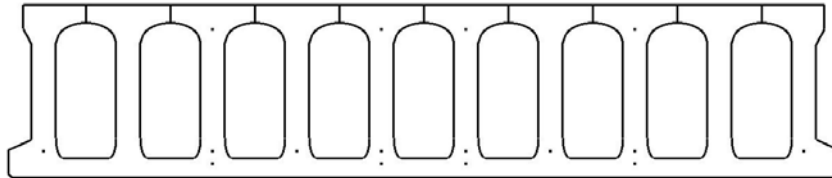


Figura 9-63. P25*120-1_R120_(-10%).

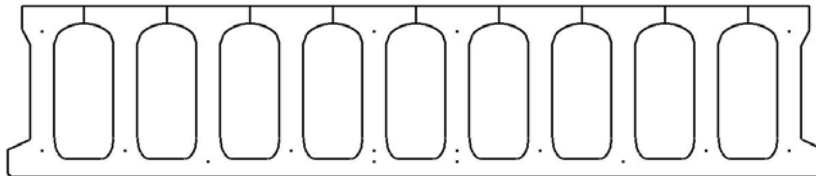


Figura 9-64. P25*120-2_R120_(-10%).

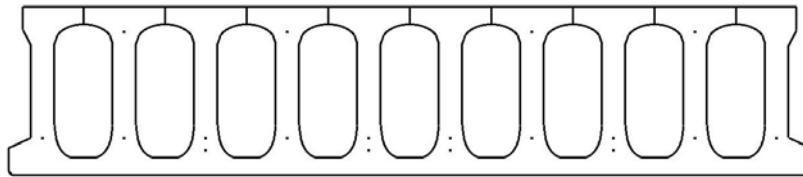


Figura 9-65. P25*120-3_R120_(-10%).

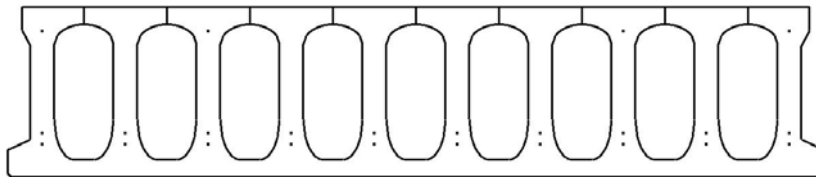


Figura 9-66. P25*120-4_R120_(-10%).

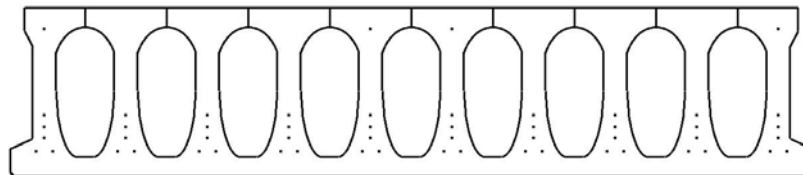


Figura 9-67. P25*120-5_R120_(-10%).

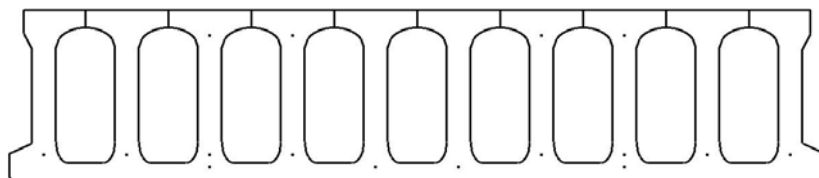


Figura 9-68. P25*120-1_R120_(+10%).

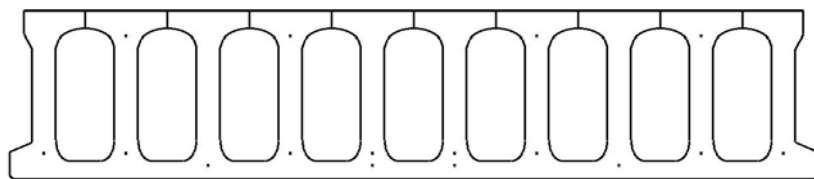


Figura 9-69. P25*120-2_R120_(+10%).

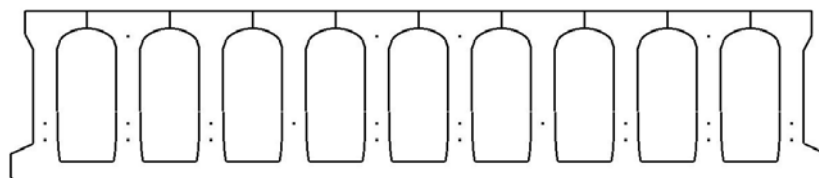


Figura 9-70. P25*120-3_R120_(+10%).

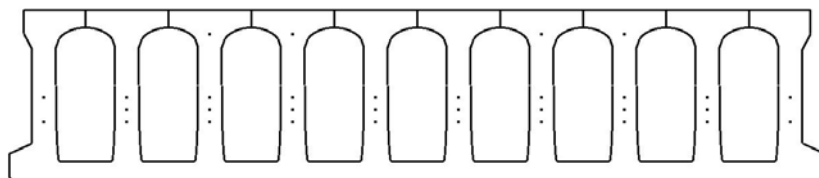


Figura 9-71. P25*120-4_R120_(+10%).

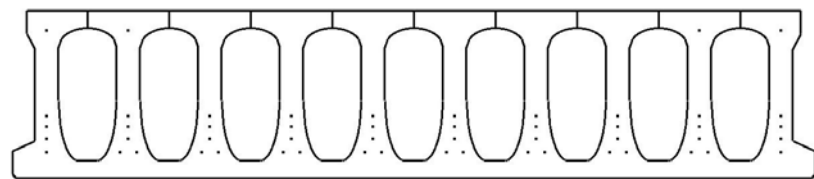


Figura 9-72. P25*120-5_R120_(+10%).

9.10 COMPARATIVA CON CAPA DE COMPRESIÓN DE 5 cm.

La disposición de un forjado de placa alveolar con una capa de compresión de 5 centímetros de espesor y de un hormigón vertido “In Situ” HA-25, permite alcanzar momentos reducidos muy elevados, a un coste mucho mayor, incluso, que la solución de placa del fabricante.

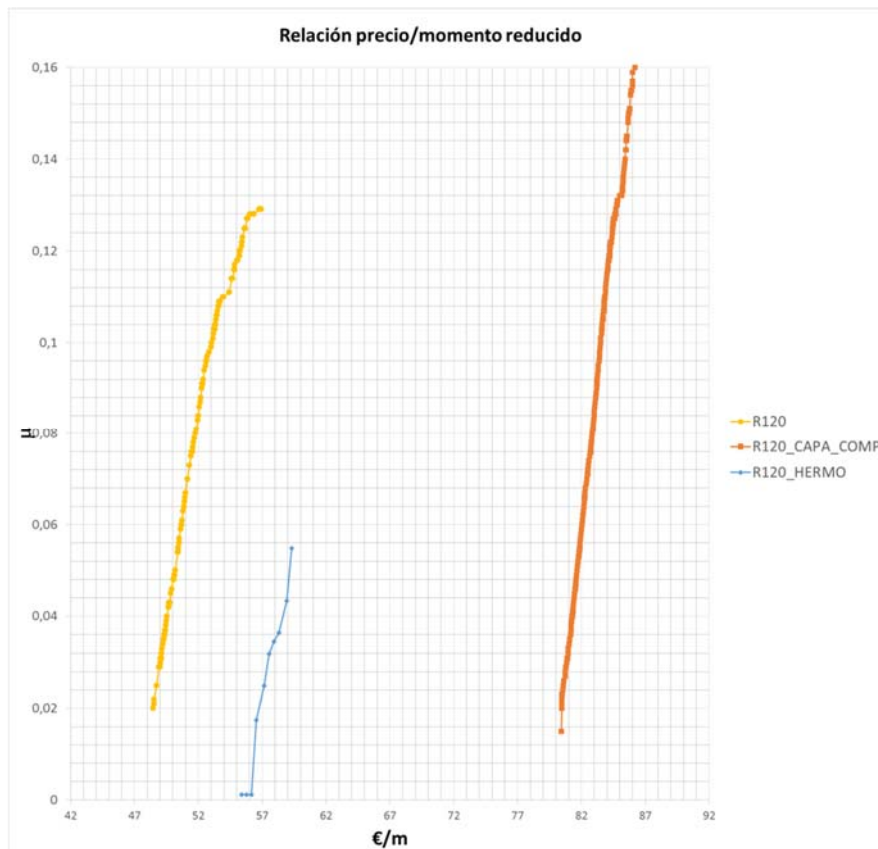
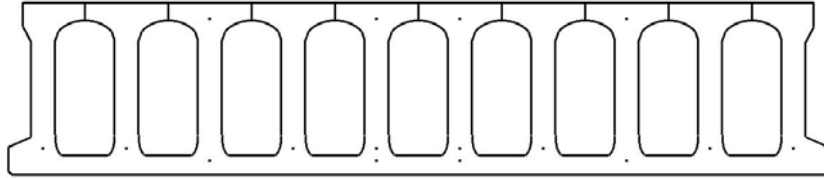


Figura 9-73. Relación coste/momento reducido placa con capa de compresión.

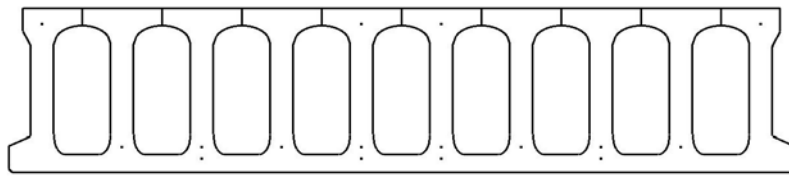
La reducción del coste de las placas obtenidas con respecto a las del fabricante son las de la Tabla 9-6:

Tabla 9-6.Reducción de costes placa con capa de compresión de 5cm de HA-25.

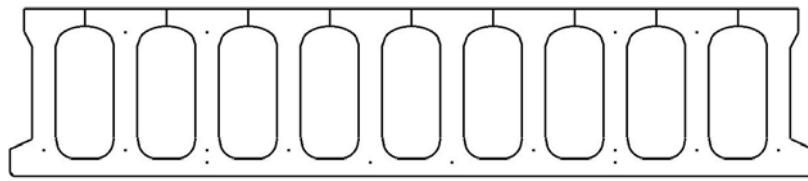
Designación fabricante	μ	Designación	μ	Porcentaje reducción del coste
<i>P.25*120-1</i>	<i>0,0012</i>	<i>P25*120-1_R120_CComp</i>	<i>0,0150</i>	<i>-45,2726</i>
<i>P.25*120-3</i>	<i>0,0012</i>	<i>P25*120-2_R120_CComp</i>	<i>0,0200</i>	<i>-43,2585</i>
<i>P.25*120-5</i>	<i>0,0249</i>	<i>P25*120-3_R120_CComp</i>	<i>0,0250</i>	<i>-41,0251</i>
<i>P.25*120-9</i>	<i>0,0434</i>	<i>P25*120-4_R120_CComp</i>	<i>0,0440</i>	<i>-38,1961</i>
<i>P.25*120-10</i>	<i>0,0549</i>	<i>P25*120-5_R120_CComp</i>	<i>0,1620</i>	<i>-46,3892</i>



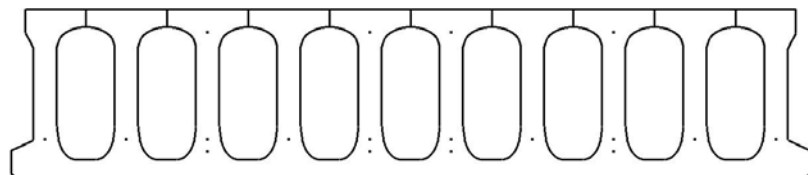
*Figura 9-74. P25*120-1_R120_CComp.*



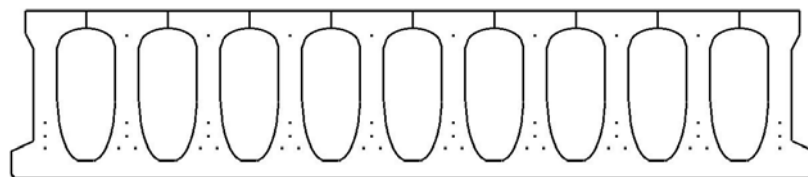
*Figura 9-75. P25*120-2_R120_CComp.*



*Figura 9-76. P25*120-3_R120_CComp.*



*Figura 9-77. P25*120-4_R120_CComp.*



*Figura 9-78. P25*120-5_R120_CComp.*

9.11 COMPARATIVA CON MOLDE DE 6 ALVEOLOS.

En el capítulo de geometría de placa se estudió la tecnología de fabricación, el tipo y el número de alveolos que permitía el mayor aligeramiento. Si bien la geometría a estudio no es la que permite el mayor aligeramiento, sí que para la misma, el mayor aligeramiento se obtiene disponiendo 6 alveolos.

Canto	25	R120			Coste euros	CO2 kg	Consumo energetico kwh	
Sobrecarga		Luz	μ	Mec_fallo			MJ	
Tipo	P.25*120-1 R120 6Alv	3,30	0,0124	6	35,80	50,8367	200,40	534,700
	P.25*120-2 R120 6Alv	3,55	0,0144	6	35,90	52,3305	203,20	569,693
	P.25*120-3 R120 6Alv	4,75	0,0259	6	36,81	58,797	217,030	710,402
	P.25*120-4 R120 6Alv	5,45	0,0341	7	37,81	73,7351	244,99	1060,337
	P.25*120-5 R120 6Alv	9,15	0,0988	6	42,89	99,5348	305,23	1590,320

Canto	25	HERMO R120			Coste euros	CO2 kg	Consumo energetico kwh	
Sobrecarga			μ	Mec_fallo			MJ	
Tipo	P.25*120-1	1,00	0,0012	7	46,88	61,297	256,802	550,367
	P.25*120-2	1,00	0,0012	7	47,28	67,273	267,988	690,341
	P.25*120-3	1,00	0,0012	7	47,67	73,248	279,174	830,315
	P.25*120-4	3,80	0,0174	7	48,07	79,223	290,360	970,289
	P.25*120-5	4,55	0,0249	6	48,67	88,186	307,139	1180,249
	P.25*120-6	5,15	0,0320	6	49,06	94,162	318,325	1320,223
	P.25*120-7	5,35	0,0345	6	49,46	100,137	329,511	1460,197
	P.25*120-8	5,50	0,0365	6	49,86	106,112	340,697	1600,171
	P.25*120-9	6,00	0,0434	6	50,45	115,075	357,476	1810,132
	P.25*120-10	6,75	0,0549	6	50,85	121,051	368,662	1950,106

Ejecución	1
Flexión	2
Cortante	3
Fisuración	4
Flecha	5
INC_Flex	6
INC_Cort	7

Figura 9-79. Tabla de resultados geometría 6 alveolos R120.

Así, el estudio de la placa con 6 alveolos permite observar que las soluciones obtenidas son a un menor coste que la óptima de nueve alveolos, pero que no se pueden alcanzar

momentos reducidos tan elevados, esto es debido a la disminución de la sección resistente de la placa.

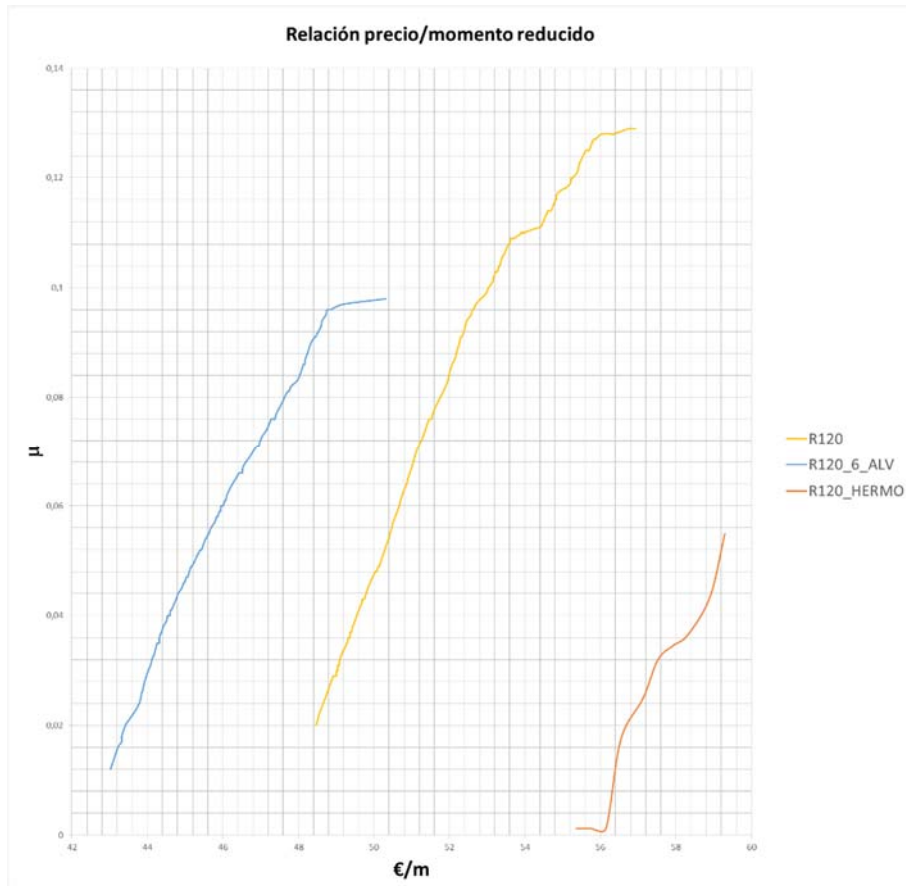


Figura 9-80. Gráfica coste/momento reducido molde 6 alveolos.

La reducción del coste de las placas obtenidas con respecto a las del fabricante son las de la Tabla 9-6:

Tabla 9-7.Reducción de costes placa 6 alveolos.

Designación fabricante	μ	Designación	μ	Porcentaje reducción del coste
<i>P.25*120-1</i>	<i>0,0012</i>	<i>P25*120-1_R120_6Alv</i>	<i>0,0120</i>	<i>22,2852</i>
<i>P.25*120-3</i>	<i>0,0012</i>	<i>P25*120-2_R120_6Alv</i>	<i>0,0140</i>	<i>23,1986</i>
<i>P.25*120-5</i>	<i>0,0249</i>	<i>P25*120-3_R120_6Alv</i>	<i>0,0250</i>	<i>23,2877</i>
<i>P.25*120-9</i>	<i>0,0434</i>	<i>P25*120-4_R120_6Alv</i>	<i>0,0440</i>	<i>23,9244</i>
<i>P.25*120-10</i>	<i>0,0549</i>	<i>P25*120-5_R120_6Alv</i>	<i>0,0980</i>	<i>14,5803</i>

Las geometrías óptimas se muestran a continuación. Figura 9-81, Figura 9-82, Figura 9-83, Figura 9-84 y Figura 9-85.

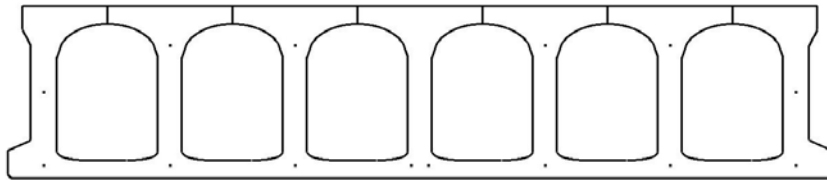


Figura 9-81. Placa óptima 6 alveolos $\mu=0,012$. P25*120-1_R120_6Alv.

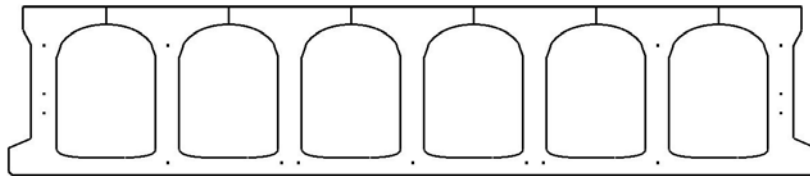


Figura 9-82. Placa óptima 6 alveolos $\mu=0,014$. P25*120-2_R120_6Alv.

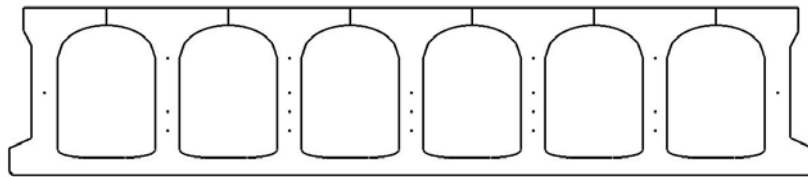


Figura 9-83. Placa óptima 6 alveolos $\mu=0,025$. P25*120-3_R120_6Alv.

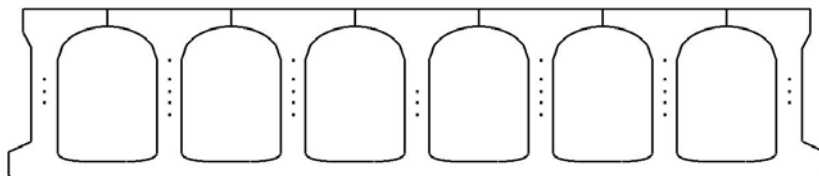


Figura 9-84. Placa óptima 6 alveolos $\mu=0,044$. P25*120-4_R120_6Alv.

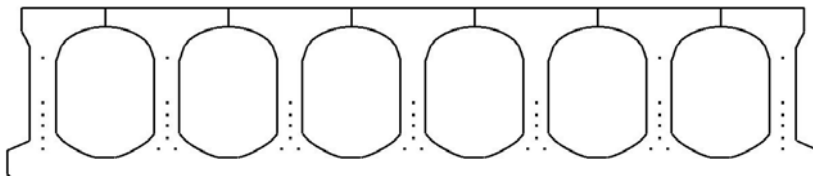


Figura 9-85. Placa óptima 6 alveolos con μ tope. $\mu=0,098$. P25*120-5_R120_6Alv.

9.12 COMPARATIVA CON MOLDE DE 6 ALVEOLOS CIRCULAR SESGADA.

Por último, y volviendo al estudio del aligeramiento máximo obtenido para las diferentes tecnologías de fabricación, y por tanto, para las diferentes geometrías de alveolo, recordar que la geometría que permitía el mayor aligeramiento era la circular sesgada, y que este se alcanzaba cuando se disponían 6 alveolos.

Así se ha desarrollado la búsqueda de las geometrías óptimas para cada momento reducido del fabricante a estudio en dos casos, con espesor de ala superior e inferior mayor a igual 26 mm , y el caso de espesor de ala de 33 mm . Este último caso es consecuencia de la aplicación de los valores mínimos derivados del cumplimiento de la norma de producto UNE 1162, en lo referente a las tolerancias de fabricación.

9.12.1 Ala 26 mm .

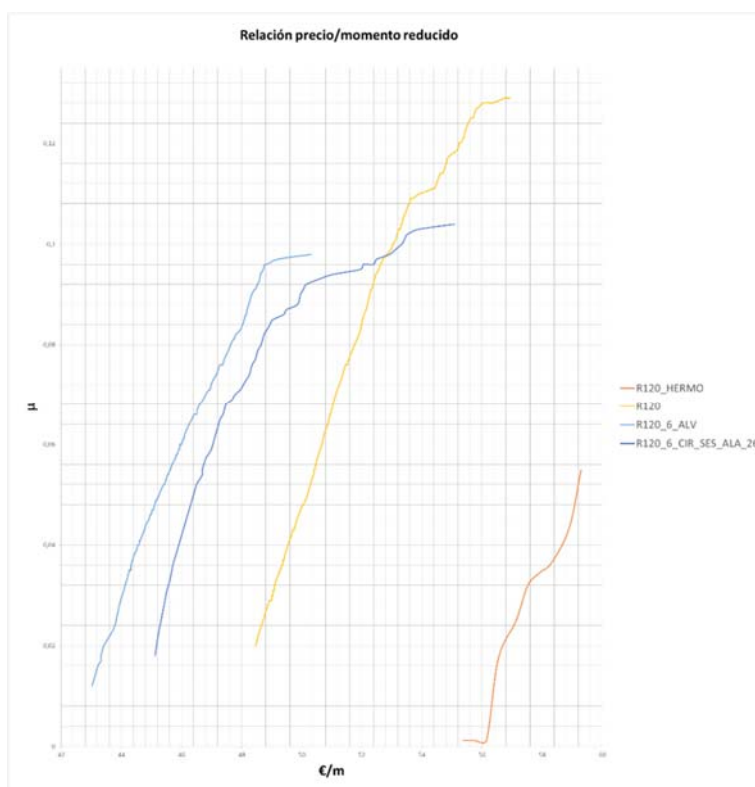


Figura 9-86. Gráfica coste/momento reducido molde 6 alveolos circular sesgada.

La reducción del coste de las placas obtenidas con respecto a las del fabricante son las de la Tabla 9-6:

Tabla 9-8.Reducción de costes placa 6 alveolos geometría circular sesgada.

Designación fabricante	μ	Designación	μ	Porcentaje reducción del coste
<i>P.25*120-1</i>	<i>0,0012</i>	<i>P25*120-1_R120_6Cir</i>	<i>0,0180</i>	<i>18,4918</i>
<i>P.25*120-3</i>	<i>0,0012</i>	<i>P25*120-2_R120_6Cir</i>	<i>0,0220</i>	<i>19,4603</i>
<i>P.25*120-5</i>	<i>0,0249</i>	<i>P25*120-3_R120_6Cir</i>	<i>0,0250</i>	<i>20,6745</i>
<i>P.25*120-9</i>	<i>0,0434</i>	<i>P25*120-4_R120_6Cir</i>	<i>0,0440</i>	<i>21,7242</i>
<i>P.25*120-10</i>	<i>0,0549</i>	<i>P25*120-5_R120_6Cir</i>	<i>0,1040</i>	<i>6,4822</i>

Las geometrías obtenidas son Figura 9-87, Figura 9-88, Figura 9-89, Figura 9-90 y Figura 9-91.

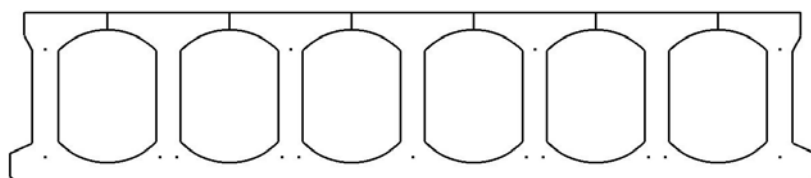


Figura 9-87. Placa geometría circular sesgada 6 alveolos $\mu=0,018$. P25*120-1_R120_6Cir.

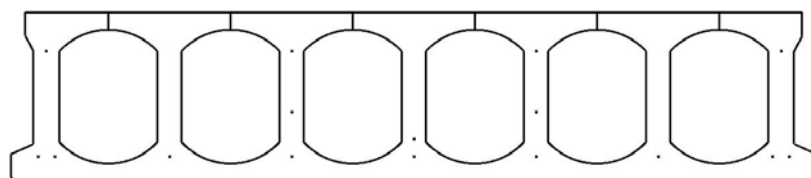


Figura 9-88. Placa geometría circular sesgada 6 alveolos $\mu=0,022$. P25*120-2_R120_6Cir.

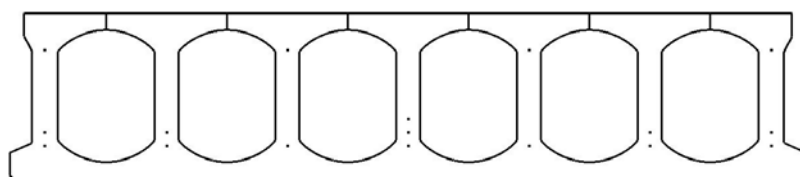


Figura 9-89. Placa geometría circular sesgada 6 alveolos $\mu=0,025$. P25*120-3_R120_6Cir.

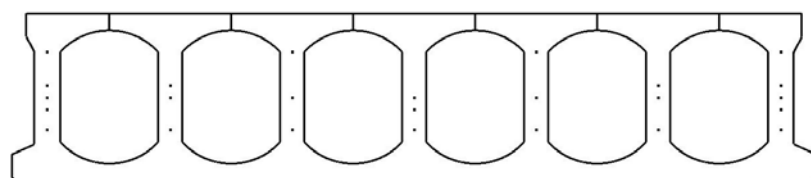


Figura 9-90. Placa geometría circular sesgada 6 alveolos $\mu=0,044$. P25*120-4_R120_6Cir.

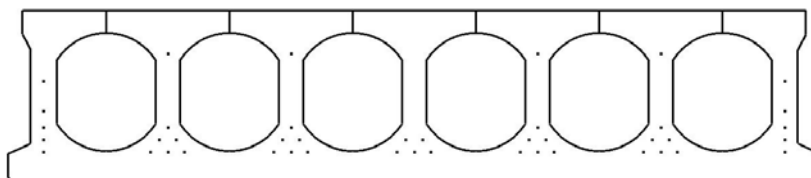


Figura 9-91. Placa geometría circular sesgada 6 alveolos $\mu=0,104$. P25*120-5_R120_6Cir.

9.12.2 Ala 33 mm.

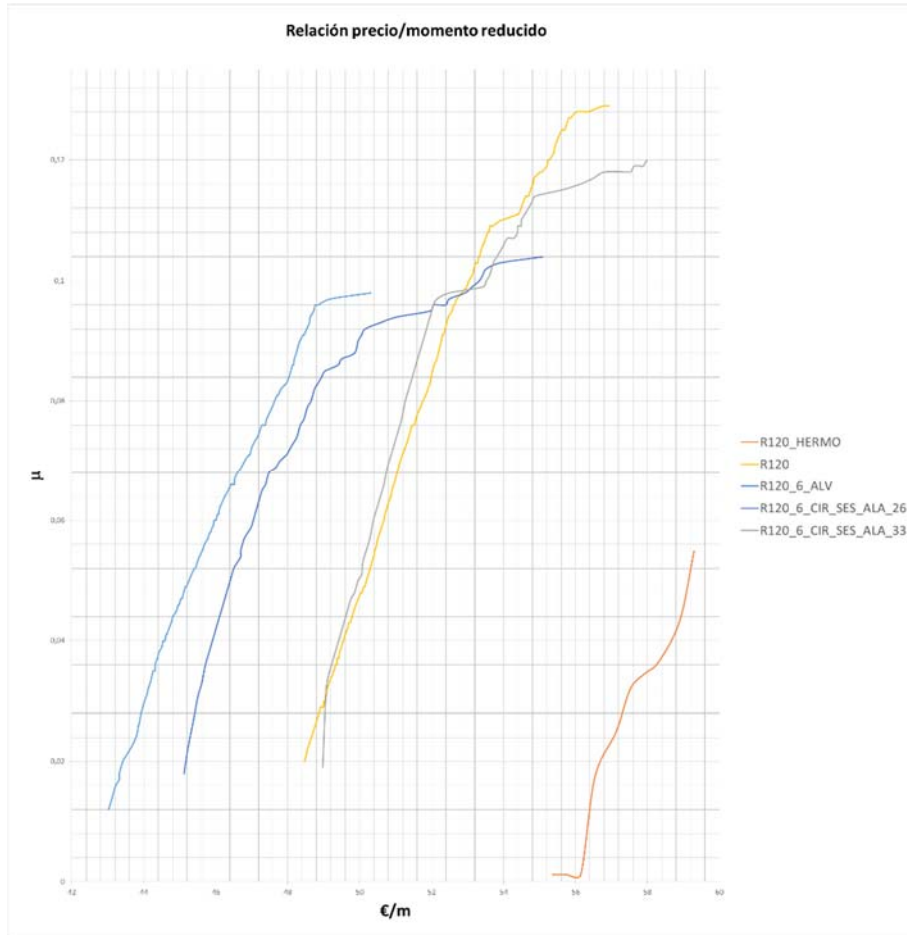


Figura 9-92. Gráfica coste/momento reducido molde 6 alveolos circular sesgada (II).

La reducción del coste de las placas obtenidas con respecto a las del fabricante son las de la Tabla 9-6:

Tabla 9-9.Reducción de costes placa 6 alveolos geometría circular sesgada.

Designación fabricante	μ	Designación fabricante	μ	Porcentaje reducción del coste
<i>P.25*120-1</i>	<i>0,0012</i>	<i>P25*120-1_R120_6Cir_1168</i>	<i>0,0190</i>	<i>11,5337</i>
<i>P.25*120-3</i>	<i>0,0012</i>	<i>P25*120-2_R120_6Cir_1168</i>	<i>0,0320</i>	<i>12,5998</i>
<i>P.25*120-5</i>	<i>0,0249</i>	<i>P25*120-3_R120_6Cir_1168</i>	<i>0,0350</i>	<i>13,9339</i>
<i>P.25*120-9</i>	<i>0,0434</i>	<i>P25*120-4_R120_6Cir_1168</i>	<i>0,0450</i>	<i>15,6872</i>
<i>P.25*120-10</i>	<i>0,0549</i>	<i>P25*120-5_R120_6Cir_1168</i>	<i>0,1200</i>	<i>1,5589</i>

Las geometrías son, Figura 9-93, Figura 9-94, Figura 9-95, Figura 9-96 y Figura 9-97.

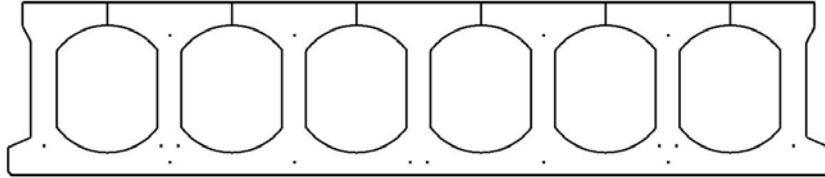


Figura 9-93. Placa circular sesgada 6 alveolos $\mu=0,019$. P25*120-2_R120_6Cir_1168.

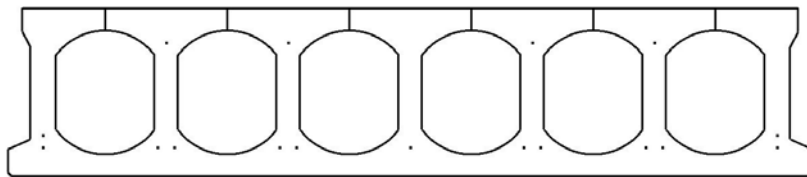


Figura 9-94. Placa circular sesgada 6 alveolos $\mu=0,032$. P25*120-2_R120_6Cir_1168.

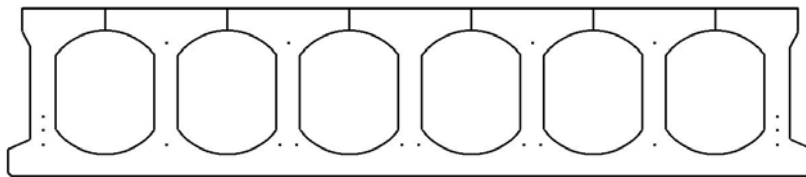


Figura 9-95. Placa circular sesgada 6 alveolos $\mu=0,035$. P25*120-2_R120_6Cir_1168.

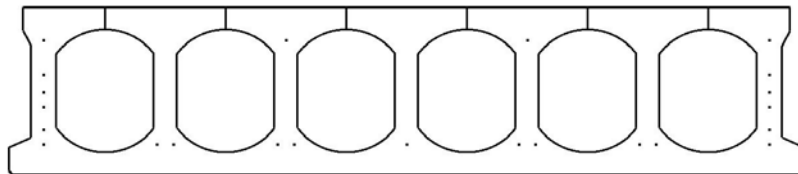


Figura 9-96. Placa circular sesgada 6 alveolos $\mu=0,045$. P25*120-2_R120_6Cir_1168.

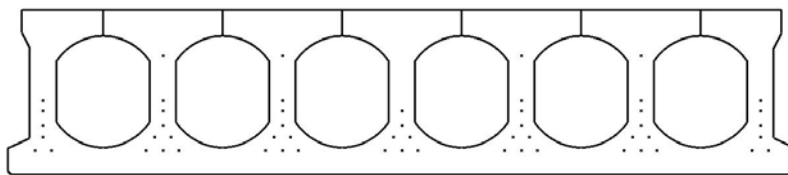


Figura 9-97. Placa circular sesgada 6 alveolos $\mu=0,120$. P25*120-2_R120_6Cir_1168.

9.13 CONCLUSIONES.

A la vista de todos los valores obtenidos en los diferentes estudios realizados, cabe destacar que las geometrías de placa obtenidas permiten al menos una reducción del 6,381% del precio medio de la serie, y si tenemos en cuenta la producción relativa de los tipos a estudio este valor alcanza un mínimo del 7,2165%.

Las reducciones máximas se obtienen cuando se dispone una configuración de 6 alveolos, alcanzando un valor medio de reducción del 21,455%, y que si se tiene también en cuenta la producción relativa de cada tipo aumenta hasta los 22,828%.

La Tabla 9-10 muestra el resumen de todos los experimentos y sus valores medios de reducción y valores medios ponderados, teniendo en cuenta la producción relativa de los tipos por parte de fabricante.

Tabla 9-10 Valores de reducciones del precio de las placas.

		Valor medio reducción (%)	Valor medio ponderado reducción (%)
	NO_R	10,8735	13,2029
	R60	11,3095	13,8451
	R90	11,7621	14,1180
	R120	11,8896	13,4438
R120	MOLDE FIJO	6,5202	6,6902
	CAPA DE COMPRESIÓN 5 cm (fck=25 N/mm²)	-42,8283	-42,7547
	HORMIGÓN DE LA PLACA fck=40 N/mm²	14,6733	15,3053
	VARIACIÓN EN EL PRECIO DEL HORMIGÓN DE LA PLACA +10%	6,3841	7,2165
	VARIACIÓN EN EL PRECIO DEL HORMIGÓN DE LA PLACA -10%	19,6115	21,2571
	VARIACIÓN ARMADURA ACTIVA Ø5, CORDON 3/8"	7,6764	12,1837
	ALA INFERIOR ≥ 33 mm SEGÚN UNE EN1168:2011	8,8293	10,1987
	MOLDE 6 ALVEOLOS	21,4552	22,8284
	MOLDE 6 ALVEOLOS CIRCULAR SESGADO	17,3666	19,3561
	MOLDE 6 ALVEOLOS CIRCULAR SESGADO	11,0627	12,6511

Un caso significativo es el de la placa con capa de compresión de 5 centímetros de hormigón HA-25, ya que se obtienen valores de reducción negativos, es decir, que para cubrir los valores de momento reducido que cubre la serie de placas del fabricante, resulta antieconómico el disponer de capa de compresión.

Por otro lado resulta necesaria la disposición de la misma para alcanzar valores de momento reducido muy elevados, teniendo además presente que al disponer la capa de compresión se incrementa el canto total del forjado, pasando de 25 centímetros a 30 centímetros. Dado que el precio del hormigón vertido In Situ es más elevado que el de la placa alveolar, generado en la planta de prefabricados, cabe aventurar que para alcanzar momentos reducidos del orden de los obtenidos con la placa alveolar de 25cm con capa de compresión de 5 cm, sería más económico el disponer de una placa alveolar de canto 30 cm y no disponer capa de compresión.

Capítulo 10

Conclusiones

10.1 CONCLUSIONES GENERALES.

La presente tesis doctoral, optimización de placas alveolares en situación accidental de incendio, se ha basado en la búsqueda a través de técnicas heurísticas de la solución más económica de geometría transversal de placa alveolar y posición, número y diámetro de cables, que permite cubrir valores mayores que la serie de placas alveolares de un fabricante comercial.

A tal efecto se ha abordado el problema, a través de la construcción de un modelo matemático que representa el problema, con las variables necesarias para poder configurar la geometría transversal de la placa, la posición, número y diámetro de los cables, los materiales constitutivos de la placa de la capa de compresión y de los cables.

Se han establecido ligaduras de variables, encaminadas a la obtención a través del modelo matemático configurado, de soluciones que se ciñan a los parámetros normativos y de fabricación.

Se han definido las restricciones al modelo, estas son función de todos los estados límite, tanto últimos como de servicio que se tienen en cuenta a lo largo de la vida útil del elemento estructural.

Por último se ha establecido una función objetivo, basada en una estructura de costes de los materiales de la placa, junta lateral y de la capa de compresión.

Este modelo se ha empleado para buscar soluciones de placas alveolares pretensadas óptimas con respecto a las que dispone un fabricante.

10.2 CONCLUSIONES ESPECÍFICAS.

La revisión del estado del arte, permite concluir que:

- Los estudios y trabajos de investigación realizados en el ámbito de las placas alveolares buscan generalmente la optimización de un estado límite determinado, no de la placa en todas las situaciones de proyecto que tendrá a lo largo de su vida útil.
- Los estudios de optimización de secciones de placa alveolar se realizan con secciones ideales, suponiendo el nervio de sección rectangular y el alveolo generado rectangular, con un máximo de tres variables geométricas, ancho de alma, ancho de ala inferior, ancho de ala superior, que no reflejan la realidad de las geometrías de fabricación derivadas de las tecnologías existentes en el mercado.

Las conclusiones extraídas del estudio de la geometría de la placa alveolar de los fabricantes nacionales y extranjeros, función del canto del elemento son:

- Se observa así una correlación positiva entre el canto y el espesor de nervio y alas. Es decir a mayor canto mayor espesor de nervios y de alas. También puede observarse claramente que la relación de aspecto en las placas alveolares por lo general es tal que el ancho de nervio es mayor que el espesor de las alas, pues la línea de tendencia del ancho de nervio aparece por encima de la de las alas.
- Otra reflexión que puede ser interesante es observar que las líneas de tendencia del espesor de almas y alas son bastante paralelas. Esto indica que la relación entre espesor del nervio y de las alas es prácticamente constante y aproximadamente igual a 1,25.
- Claramente se muestra que no existe correlación positiva ni negativa entre las variables canto y ancho efectivo. No obstante no puede concluirse que el valor sea constante independientemente del canto, ya que existe una

cierta dispersión. Pero sí se ve claro que el ancho efectivo está en el entorno de los 350 y no existe una correlación entre él y el canto de la placa como sucedía en el caso de los espesores de nervios y alas.

- Por último se puede demostrar de manera indirecta y a través de la correlación establecida ente el peso y el canto de la placa alveolar que la correlación entre el canto y el índice de aligeramiento también es positiva. Es decir, en general, a mayor canto mayor aligeramiento de la placa.

Del estudio de que geometría de alveolo per mite el máximo aligeramiento de la sección transversal de la placa se concluye:

- Se ha obtenido un modelo geométrico de 23 variables y que permite reproducir cualquier geometría de mercado. A partir de este conjunto de variables se han definido las ligaduras y restricciones derivadas de la geometría de la placa, de los diferentes sistemas de fabricación y de las condiciones establecidas por la norma de producto UNE EN 1168 y otros normas europeas que la complementan en aquellos apartados con indefinición.
- Revisada la geometría mínima que se configuraría con el cumplimiento estricto de la norma de producto EN 1186 así como las restantes normativas al uso, contempladas en el presente estudio, cabe concluir que la placa de sección aligerada óptima deberá tener un número de alveolos mínimo que será función de la tecnología de fabricación y del canto del elemento, y que desde el punto de vista de la capacidad de configuración de disposiciones posibles de armados, el número de alveolos debería ser par, para poder disponer un número de nervios que alberguen armadura impar y par.

Del estudio del análisis térmico se extraen las siguientes conclusiones:

- La presente tesis doctoral hace uso del método de Wickström, que permite la obtención de forma analítica de la temperatura en función del tiempo, hasta la altura de placa denominada por la UNE 1168 a_{50} , y desde este nivel a la cota superior del forjado una variación lineal de acuerdo con la indicado en dicha norma de producto.

Comportamiento de los materiales:

- El comportamiento de los materiales a temperatura ambiente tenido en cuenta se corresponde con el del Eurocódigo En1993 1-2:2004
- El comportamiento de los materiales a altas temperaturas es el indicado por En1993 1-2:2004

Modelo termo mecánico.

- El estudio de las situaciones de proyecto a lo largo de la vida útil de la placa alveolar permite fijar los diferentes estados límites de servicio y últimos a tener en cuenta en su diseño. A estos se les ha incorporado los referentes a las situaciones accidentales, en este caso a la situación accidental de incendio, y a los aspectos que se derivan de la mismas contemplados por la norma de producto UNE 1168.

En cuanto a los algoritmos de optimización descritos:

- A la vista del análisis del estado del arte en el ámbito de optimización de estructuras de hormigón armado y pretensado se opta por la utilización de métodos heurísticos, por razones de simplicidad y practicidad, atendiendo a la naturaleza del problema.
- Se han estudiado los diferentes métodos heurísticos de optimización, seleccionando como algoritmo la cristalización simulada (SA). Del problema ya se han presentado las variables, las restricciones y las ligaduras, quedaría por plantear la función objetivo.

Por último del desarrollo del plan experimental:

- A la vista de todos los valores obtenidos en los diferentes estudios realizados, cabe destacar que las geometrías de placa obtenidas permiten al menos una reducción del 6,381% del precio medio de la serie, y si tenemos en cuenta la producción relativa de los tipos a estudio este valor alcanza un mínimo del 7,2165%.
- Las reducciones máximas se obtienen cuando se dispone una configuración de 6 alveolos, alcanzando un valor medio de reducción del 21,455%, y que si se tiene también en cuenta la producción relativa de cada tipo aumenta hasta los 22,828%.

10.3 RESUMEN.

- En la presente tesis doctoral se aplica un método que permite el diseño de secciones de placas alveolares pretensadas capaces de cumplir con los requerimientos y aptitudes al servicio en situación transitoria, permanente y accidental de incendio.
- La herramienta generada permite a la industrial del prefabricado adecuar la geometría del producto a los requerimientos específicos de una capacidad resistente determinada, atendiendo a tiempo de resistencia al fuego requerido, así como al precio de los materiales.

10.4 DESARROLLOS FUTUROS.

Finalmente, los desarrollos futuros, que pueden ser planteados como líneas de investigación a partir del presente trabajo son:

- Realización de estudios multiobjetivo de la serie de placas óptima, con molde fijo, teniendo en cuenta además del coste de los materiales, el porcentaje de producción de cada tipo del fabricante.
- Introducción de nuevos modelos de evolución de temperatura en los materiales de la placa, obtenidos a partir de los ensayos de laboratorio realizados por el grupo de investigación.
- Introducción de nuevos modelos de evolución de temperatura en los materiales de la placa, obtenidos a partir de generar el modelo de elementos finitos de la sección de la placa alveolar, con CFD.
- Empleo de otras técnicas heurísticas con mayor convergencia.