

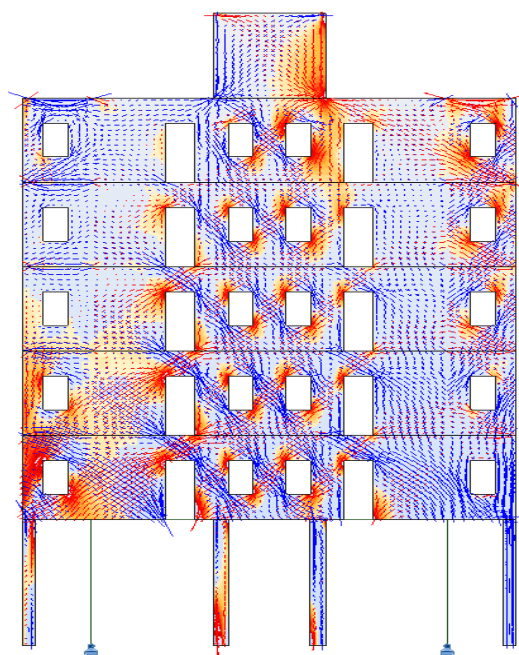
UNIVERSITAT POLITÈCNICA  
DE CATALUNYA  
BARCELONATECH

Tesis Doctoral

# LA EXCAVACIÓN URBANA Y LOS EDIFICIOS VECINOS

---

## LIBRO II



Doctorando

**David Garcia Carrera**

Dirigida por

**Dr. Robert Brufau i Niubó**

**Dr. Eduardo Alonso P.de Ágreda**

Barcelona, Junio 2015

---

Programa de doctorado

TECNOLOGIA EN L'ARQUITECTURA, EDIFICACIÓ I URBANISME

ETSAV



Departament d'Estructures a l'Arquitectura  
Secció d'Estructures

---



Tesis Doctoral

LA EXCAVACIÓN URBANA Y LOS EDIFICIOS VECINOS

LIBRO II

Doctorando

David Garcia i Carrera

Dirigida por

Dr. Robert Brufau i Niubó

Dr. Eduardo Alonso Pérez de Ágreda

Barcelona, Junio 2015



# SUMARIO GENERAL

## VOLUMEN I

<b>AL LECTOR .....</b>	<b>v</b>
<b>INTRODUCCIÓN GENERAL .....</b>	<b>1</b>
<b>MOTIVACIÓN.....</b>	<b>8</b>
<b>OBJETIVOS .....</b>	<b>9</b>
<b>ALCANCE Y LÍMITES.....</b>	<b>12</b>
<b>ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO .....</b>	<b>14</b>

<b>LIBRO I – LA EXCAVACIÓN URBANA .....</b>	<b>15</b>
SUMARIO PARCIAL .....	17
NOTACIÓN .....	19
FIGURAS Y TABLAS .....	23
CAPÍTULO I – INTRODUCCIÓN PARTICULAR .....	31
CAPÍTULO II – ESTADO DEL ARTE .....	35
CAPÍTULO III – ESTUDIO TEÓRICO .....	109
CAPÍTULO IV – ESTUDIO PRÁCTICO .....	215
CAPÍTULO V – CONCLUSIONES .....	259

## VOLUMEN II

<b>LIBRO II – LOS EDIFICIOS VECINOS .....</b>	<b>7</b>
SUMARIO PARCIAL .....	9
NOTACIÓN .....	13
TABLAS Y FIGURAS .....	15
CAPÍTULO I – INTRODUCCIÓN PARTICULAR .....	23
CAPÍTULO II – ESTADO DEL ARTE .....	27
CAPÍTULO III – ESTUDIO TEÓRICO .....	67
CAPÍTULO IV – ESTUDIO PRÁCTICO .....	191
CAPÍTULO V – CONCLUSIONES .....	319

<b>CONCLUSIONES GENERALES .....</b>	<b>329</b>
-------------------------------------	------------

<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>335</b>
--------------------------	------------



**LIBRO II**  
**LOS EDIFICIOS VECINOS**





# ÍNDICE

NOTACIÓN .....	13
LISTADO DE FIGURAS.....	15
LISTADO DE TABLAS .....	19

## CAPÍTULO I - INTRODUCCIÓN PARTICULAR

1. INTRODUCCIÓN PARTICULAR .....	25
----------------------------------	----

## CAPÍTULO II - ESTADO DEL ARTE

2. ESTADO DEL ARTE.....	31
2.1. ESTUDIO DE LOS ASIENTOS .....	32
2.1.1. PECK (1969).....	33
2.1.2. CLOUGH & O'ROURKE (1990).....	34
2.1.3. OU & HSIEH (1993).....	35
2.1.4. LONG (2001).....	36
2.1.5. MOORMANN (2004).....	37
2.1.6. RESUMEN .....	39
2.2 LA AFECTACIÓN Y LA SENSIBILIDAD AL DAÑO DE LOS EDIFICIOS .....	40
2.2.1. DEFINICIONES PARÁMETROS .....	40
2.2.2. SKEMPTON & MACDONALD (1956).....	42
2.2.3. MEYERHOF (1956) Y MEYERHOF (1982).....	49
2.2.4. POLSHIN & TOKAR (1957).....	50
2.2.5. BJERRUM (1963) .....	51
2.2.6. BURLAND & WROTH (1974) .....	52
2.2.7. BOSCARDIN & CORDING (1989).....	58
2.2.8. SON & CORDING (2005) .....	59
2.2.9. RESUMEN .....	63
2.3. RESUMEN.....	66

## CAPÍTULO III - ESTUDIO TEÓRICO - BASES DE ANÁLISIS

<b>3. ESTUDIO TEÓRICO .....</b>	<b>73</b>
<b>3.1. DEFINICIÓN DE ARQUETIPOS .....</b>	<b>74</b>
3.1.1. EDIFICIO CON MUROS DE CARGA DE FÁBRICA MIXTA - s.XVIII .....	74
3.1.2. EDIFICIO PAREDES DE CARGA DE OBRA DE FÁBRICA CERÁMICA - s.XIX .....	82
3.1.3. EDIFICIO DE PILARES Y PLACAS RÍGIDO – S.XX .....	89
3.1.4. EDIFICIO DE PILARES Y PLACAS FLEXIBLE – S.XXI .....	92
3.1.5. RESUMEN DE ARQUETIPOS Y DE MODELOS .....	96
<b>3.2. DETERMINACIÓN DE LOS MATERIALES.....</b>	<b>97</b>
3.2.1. OBRA FÁBRICA .....	97
3.2.2. MADERA.....	103
3.2.3. FUNDICIÓN .....	105
3.2.4. ACERO .....	107
3.2.5. HORMIGÓN ARMADO .....	109
3.2.6. HORMIGÓN CICLÓPEO .....	111
<b>3.3 COMPORTAMIENTO A ROTURA DE LA OBRA DE FÁBRICA .....</b>	<b>112</b>
3.3.1. ANISOTROPÍA DE LA OBRA DE FÁBRICA.....	112
3.3.2. MODELO DE FRACTURA COHESIVA .....	115
3.3.3. ZONA PLÁSTICA DEL FRENTE DE GRIETA.....	117
<b>3.4. RIGIDECES DE LA VIGA EQUIVALENTE.....</b>	<b>121</b>
3.4.1. FORJADOS EQUIVALENTES.....	122
3.4.2. PAREDES EQUIVALENTES .....	128
3.4.3. RIGIDECES AXIAL Y FLEXIÓN .....	149
3.4.4. RESUMEN GLOBAL DE RIGIDECES EQUIVALENTES.....	153
<b>3.5. CARGAS EN LA VIGA EQUIVALENTE .....</b>	<b>155</b>
3.5.1. ARQUETIPO I.....	156
3.5.2. ARQUETIPO II .....	159
3.5.3. ARQUETIPO III.....	163
3.5.4. ARQUETIPO IV.....	168
<b>3.6. DEFORMACIÓN DEL TERRENO .....</b>	<b>173</b>
<b>3.7. DESARROLLO DE LOS CRITERIOS DE SENSIBILIDAD .....</b>	<b>180</b>
3.7.1. ANÁLISIS GRÁFICOS BURLAND – BOSCARDIN & CORDING.....	180
3.7.2. DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS MATERIALES E – G .....	185
3.7.3. DETERMINACIÓN DE LA DEFORMACIÓN HORIZONTAL MÁXIMA.....	187
<b>3.8. RESUMEN .....</b>	<b>190</b>

## CAPÍTULO IV - ESTUDIO PRÁCTICO - ANÁLISIS PARAMÉTRICO

<b>4. ESTUDIO PRÁCTICO .....</b>	<b>195</b>
<b>4.1. DESCRIPCIÓN DEL LOS PARÁMETROS.....</b>	<b>196</b>
4.1.1. DESCRIPCIÓN DE LOS ARQUETIPOS .....	196
4.1.2. OBTENCIÓN DE LAS LEYES DE ASIENTOS.....	225
4.1.3. ESCALA DE DISTORSIONES ANGULARES A ESTUDIAR .....	254
4.1.4. DIAGRAMAS DE DESPLAZAMIENTOS IMPUESTOS A LOS MODELOS.....	256
4.1.5. GENERACIÓN DE LOS GRÁFICOS PARTICULARES.....	268
4.1.6. COMPROVACIÓN GRÁFICOS SENSIBILIDAD .....	273
4.1.7. APLICACIÓN COMPORTAMIENTO A ROTURA DE LA OBRA DE FÁBRICA .....	279
<b>4.2. DESCRIPCIÓN DEL ANÁLISIS Y DE LOS MODELOS .....</b>	<b>282</b>
4.2.1. MÉTODO DE ANÁLISIS DE LOS MODELOS .....	282
4.2.2. MODELIZACIÓN DE LOS ARQUETIPOS.....	287
4.2.3. MODELIZACIÓN ASIENTOS .....	294
<b>4.3. RESULTADOS DEL ANÁLISIS .....</b>	<b>305</b>
4.3.1. MODELO II.3.....	305
4.3.2. MODELO II.5.....	309
4.3.3. MODELO II.7.....	313

## CAPÍTULO V - CONCLUSIONES PARTICULARES

<b>5. CONCLUSIONES PARTICULARES.....</b>	<b>323</b>
<b>5.1 GENERALIZACIÓN DE LOS GRÁFICOS DE BURLAND (1977) Y BOSCARDIN &amp; CORDING (1989) .....</b>	<b>324</b>
<b>5.2. SENSIBILIDAD DE DAÑO SEGÚN ARQUETIPO.....</b>	<b>325</b>
<b>5.3. SENSIBILIDAD DEL DAÑO SEGÚN ALTURA.....</b>	<b>326</b>
<b>5.4. RESUMEN.....</b>	<b>327</b>

## CONCLUSIONES GENERALES

CONCLUSIONES GENERALES .....	331
LÍNEAS DE CONTINUIDAD .....	333

## BIBLIOGRAFIA

<b>BIBLIOGRAFIA ESPECÍFICA .....</b>	<b>339</b>
LIBROS .....	339
ARTÍCULOS.....	340
TESIS E INFORMES.....	346
OTROS (páginas web, conferencias, cursos...).....	347

## NOTACIÓN

Listado de letras latinas:

A	Área sección
C	Espesor sección
E	Módulo elasticidad longitudinal
G	Módulo elasticidad transversal
G	Energía de fractura
H	Altura viga Altura edificio
I	Inercia sección
K	Factor de intensidad de tensiones
L	Longitud viga Longitud edificio
P	Carga puntual
R	Zona plástica (Bazant & Planas)
$r_p^*$	Zona plástica (Griffith)
$r_p$	Zona plástica (Irwin)

Listado de letras griegas:

$\beta$	Distorsión angular
$\Delta$	Deflexión relativa
$\delta_v$	Asentamiento vertical
$\delta_h$	Asentamiento horizontal
$\varepsilon$	Distorsión lineal
$\varepsilon_{lim}$	Deformación límite
$\varepsilon_{bmax}$	Máxima deformación fibra extrema
$\varepsilon_{bcrit}$	Deformación fibra extrema crítica
$\varepsilon_{dmax}$	Máxima deformación diagonal
$\varepsilon_{dcrit}$	Deformación diagonal crítica
$\varepsilon_h$	Deformación horizontal tracción
$\sigma$	Tensión
$\sigma_{max}$	Tensión máxima
$\nu$	Coefficiente Poisson

## LISTADO DE FIGURAS

Figura 2.1.a Perfiles de asentamiento convexo o cóncavo según el comportamiento de la pantalla (S.Marten 2005).....	32
Figura 2.1.b Gráfico relación máximo movimiento vertical respecto profundidad excavación y tipo de terreno.....	33
Figura 2.1.c Perfil asentamiento para arenas y arcillas rígidas.....	34
Figura 2.1.d Perfil asentamiento para arcillas blandas .....	34
Figura 2.1.e Perfil trilineal de asentamiento .....	35
Figura 2.1.f Perfil cóncavo de asentamiento .....	36
Figura 2.2.a Parámetros .....	41
Figura 2.2.b Definición parámetros Skempton & MacDonald (1956).....	43
Figura 2.2.c Resumen gráfico daños producidos en relación a la distorsión angular Skempton & MacDonald (1956) .....	45
Figura 2.2.d Relación entre máxima distorsión angular y máximo asiento en edificios con cimentación aislada sobre terrenos arcillosos, y arenosos o rellenos .....	46
Figura 2.2.e Relación entre máxima distorsión angular y máximo asiento en edificios con cimentación aislada sobre terrenos arenosos o rellenos .....	47
Figura 2.2.f Relación entre máxima distorsión angular y máximo asiento en edificios con losa de cimentación sobre terreno arcilloso.....	48
Figura 2.2.g Asientos obtenidos para edificios de muros de carga para una distorsión angular fijada a L/300 según terreno y cimentación .....	49
Figura 2.2.h Modelo de viga equivalente (Burland & Wroth 1974) .....	54
Figura 2.2.i Relación entre L/H y las deformaciones para cortante o flexión.....	56
Figura 2.2.k Gráfico de daño propuesto por Burland (2001).....	58
Figura 2.2.l Gráfico de daño propuesto por Boscardin & Cording (1989).....	59
Figura 2.2.m Criterios propuestos por Son (2009).....	60
Figura 2.2.n Gráfico estudio realizado por Son (2009) .....	61
Figura 2.2.o Desplazamientos producidos en un modelo de estudio Son (2009) .....	62
Figura 2.2.p Gráfico de daño propuesto por Boscardin & Cording (1989).....	64
Figura 3.1.a Plantas tipo casa artesana unifamiliar (planta piso y planta baja).....	76
Figura 3.1.b Sección tipo casa artesana unifamiliar (planta piso y planta baja) .....	76
Figura 3.1.c Plantas tipo casa artesana bi-familiar (Planta piso y planta baja).....	77
Figura 3.1.d Sección tipo casa artesana bi-familiar .....	77
Figura 3.1.e Plantas Arquetipo I - PB+3 (planta piso y planta baja) .....	78
Figura 3.1.f Sección Arquetipo I - PB+3 .....	78
Figura 3.1.g Esquemas tipos de forjados, entablados y con bovedilla cerámica .....	80
Figura 3.1.h Axonometría Arquetipo I (PB+1, PB+3 y PB+5) .....	81
Figura 3.1.i Plantas Arquetipo II (PB – PP – PA – PSA).....	83
Figura 3.1.j Sección Arquetipo II .....	84
Figura 3.1.k Esquemas tipo forjado vigas de madera y vigas metálicas .....	86
Figura 3.1.l Esquemas tipo jácenas metálicas, Antoni Paricio (1998) .....	87
Figura 3.1.m Axonometrías Arquetipo II (PB+3 – PB+5 – PB+7) .....	88
Figura 3.1.n Plantas Arquetipo III (PB – PP).....	90
Figura 3.1.o Sección Arquetipo III .....	91
Figura 3.1.p Axonometrías Arquetipo III (PB+3 – PB+5 – PB+7) .....	92
Figura 3.1.q Plantas Arquetipo IV (PB – PP – PA – PSA) .....	94
Figura 3.1.r Sección Arquetipos IV .....	94

Figura 3.1.s Axonometrías Arquetipo IV (PB+3 – PB+5 – PB+7) .....	95
Figura 3.2.a Gráfica tensión - deformación del acero. ....	108
Figura 3.2.b Gráfica tensión-deformación del hormigón .....	110
Figura 3.3.a Direcciones principales aplicación acciones .....	113
Figura 3.3.b Diagramas tensión-deformación (a) tracción y (b) compresión .....	113
Figura 3.3.c Modos de formación de grieta (Norma UNE 7540:1998).....	114
Figura 3.3.d Tipos de formación de grieta según dirección acción .....	114
Figura 3.3.e Diagrama magnitud tensión según dirección de aplicación.....	115
Figura 3.3.f Diagrama de tensión-deformación fábrica en relación al modelo de fractura cohesiva. ....	116
Figura 3.3.g Estimación de la zona plástica del frente de grieta propuesta por Griffith. Formulación y gráfico .....	118
Figura 3.3.h Estimación de la zona plástica del frente de grieta propuesta por Irwin. Formulación y gráfico .....	119
Figura 3.3.i Estimación de la zona plástica del frente de grieta propuesta por Bazant y Planas.....	120
Figura 3.4.a Sección forjado arquetipo I.....	122
Figura 3.4.b Sección forjado arquetipo II.....	124
Figura 3.4.c Sección forjado arquetipo III.....	126
Figura 3.4.d Sección forjado arquetipo IV .....	127
Figura 3.4.e Alzados muros modelo I.1 .....	129
Figura 3.4.f Alzados muros modelo I.3.....	130
Figura 3.4.g Alzados muros modelo I.5.....	132
Figura 3.4.h Alzado muros modelo II.3.....	134
Figura 3.4.i Alzado muros modelo II.5.....	137
Figura 3.4.j Alzado muros modelo II.7.....	140
Figura 3.4.k Alzado muros modelo III.3.....	143
Figura 3.4.l Alzado muro modelo III.5.....	145
Figura 3.4.m Alzado muro modelo III.7 .....	147
Figura 3.4.n Sección virtual global equivalente del edificio.....	150
Figura 3.4.o Gráfica y tabla resumen de las rigideces de las vigas equivalentes según arquetipos y modelos .....	154
Figura 3.5.a Proceso de obtención de las cargas equivalentes.....	155
Figura 3.5.b Esquema planta cimentaciones arquetipo I .....	156
Figura 3.5.c Vigas primaria y equivalente del modelo I.1.....	157
Figura 3.5.d Vigas primaria y equivalente del modelo I.3 .....	158
Figura 3.5.e Vigas primaria y equivalente del modelo I.5 .....	158
Figura 3.5.f Esquema planta cimentaciones arquetipo II .....	159
Figura 3.5.g Vigas primaria y equivalente del modelo II.3 .....	161
Figura 3.5.h Vigas primaria y equivalente del modelo II.5 .....	162
Figura 3.5.i Vigas primaria y equivalente del modelo II.7.....	163
Figura 3.5.j Esquema planta cimentaciones arquetipo III .....	164
Figura 3.5.k Vigas primaria y equivalente del modelo III.3.....	165
Figura 3.5.l Vigas primaria y equivalente del modelo III.5.....	167
Figura 3.5.m Vigas primaria y equivalente del modelo III.7 .....	168
Figura 3.5.n Esquema planta cimentaciones arquetipo IV.....	169
Figura 3.5.o Vigas primaria y equivalente del modelo IV.3.....	170
Figura 3.5. p Vigas primaria y equivalente del modelo IV.5.....	171
Figura 3.5. q Vigas primaria y equivalente del modelo IV.7 .....	172
Figura 3.6.a Desplazamientos horizontales, arquetipo I .....	174
Figura 3.6.b Desplazamientos verticales, arquetipo I .....	174
Figura 3.6.c Desplazamientos horizontales, arquetipo II .....	175
Figura 3.6.d Desplazamientos verticales, arquetipo II .....	175



Figura 3.6.e Desplazamientos horizontales, arquetipo III .....	176
Figura 3.6.f Desplazamientos verticales, arquetipo III .....	176
Figura 3.6.g Desplazamientos horizontales, arquetipo IV .....	177
Figura 3.6.h Desplazamientos verticales, arquetipo IV .....	177
Figura 3.7.a Relación entre $\Delta/L/\epsilon_{lim}$ y $L/H$ para una $E/G=2,6$ .....	181
Figura 3.7.b Influencia de la $\epsilon_h$ sobre $(\Delta/L)/\epsilon_{lim}$ para flexión y cortante. ....	182
Figura 3.7.c Izquierda:Superposición daños unitarios de flexión y cortante. Derecha: Relación de la categoría de daño entre el ratio de deflexión y la tensión horizontal (Burland 2001).....	183
Figura 3.7.d Generación gráfico Boscardin & Cording.....	184
Figura 3.7.e Gráfico Boscardin & Cording (1989) .....	185
Figura 3.7.f $\epsilon_h$ en los gráficos de Burland y Boscardin & Cording.....	187
Figura 4.1.a Plantas, alzados y sección del modelo I.1 .....	198
Figura 4.1.b Plantas, alzados y sección del modelo I.3 .....	200
Figura 4.1.c Plantas, alzados y sección del modelo I.5 .....	202
Figura 4.1.d Plantas, alzados y secciones del modelo II.3 .....	205
Figura 4.1.e Plantas, alzados y secciones del modelo II.5 .....	207
Figura 4.1.f Plantas, alzados y sección del modelo II.7 .....	210
Figura 4.1.g Plantas, alzados y sección del modelo III.3 .....	212
Figura 4.1.h Plantas, alzados y sección del modelo III.5 .....	214
Figura 4.1.i Plantas, alzado y sección del modelo III.7 .....	217
Figura 4.1.j Plantas, alzados y sección del modelo IV.3 .....	219
Figura 4.1.k Plantas, alzados y sección del modelo IV.5 .....	221
Figura 4.1.l Plantas, alzados y sección del modelo IV.7 .....	223
Figura 4.1.m Muros considerados en el arquetipo I.....	227
Figura 4.1.n Diagrama relación $\delta v$ entre los muros de la viga equivalente del arquetipo I.....	230
Figura 4.1.o Apoyos considerados en el arquetipo II.....	230
Figura 4.1.p Diagrama relación $\delta v$ entre los muros y pilares de la viga equivalente del arquetipo II.....	233
Figura 4.1.q Apoyos considerados en el arquetipo III.....	233
Figura 4.1.r Diagrama relación $\delta v$ entre los pilares de la viga equivalente del arquetipo III.....	236
Figura 4.1.s Apoyos considerados en el arquetipo IV.....	236
Figura 4.1.t Diagrama relación $\delta v$ entre los pilares de la viga equivalente del arquetipo IV.....	239
Figura 4.1.u Diagrama relación $\delta h$ entre los muros de la viga equivalente del arquetipo I.....	242
Figura 4.1.v Esquema muros conjunto modelos arquetipo I.....	245
Figura 4.1.w Gráfico línea tendencia comportamiento desplazamientos arquetipo I .....	245
Figura 4.1.x Distancias de los puntos de aplicación de la viga equivalente .....	246
Figura 4.1.y Gráfico línea tendencia comportamiento desplazamientos arquetipo III .....	249
Figura 4.1.z Gráfico línea tendencia comportamiento desplazamientos arquetipo IV .....	252
Figura 4.1.aa Gráfico resumen global de las leyes de asientos verticales. ....	253
Figura 4.1.ab Gráfico resumen global de las leyes de desplazamientos horizontales .....	254
Figura 4.1.ac Diagrama desplazamientos verticales arquetipo I .....	258
Figura 4.1.ad Diagrama desplazamientos horizontales arquetipo I .....	258
Figura 4.1.ae Diagrama desplazamientos verticales arquetipo II .....	261
Figura 4.1.af Diagrama desplazamientos horizontales arquetipo II .....	261
Figura 4.1.ag Diagrama desplazamientos verticales arquetipo III .....	263
Figura 4.1.ah Diagrama desplazamientos horizontales arquetipo III .....	264
Figura 4.1.ai Diagrama desplazamientos verticales arquetipo IV .....	266
Figura 4.1.aj Diagrama desplazamientos horizontales arquetipo IV .....	266
Figura 4.1.ak Diagrama desplazamientos horizontales arquetipo IV.....	267
Figura 4.1.al Diagramas particulares arquetipo I .....	269
Figura 4.1.am Diagramas particulares arquetipo II .....	270
Figura 4.1.an Diagramas particulares arquetipo III .....	271

Figura 4.1.ao Diagramas particulares arquetipo IV .....	272
Figura 4.1.ap Esquema deformación modelo II.3 con deformaciones planas .....	274
Figura 4.1.aq Gráfico daños en edificios Boscardin & Cording (1989) .....	275
Figura 4.1.ar Zona de seguridad propuesta según el gráfico de Boscardin & Cording (1989) .....	276
Figura 4.1.as Gráfico daños II.3 .....	277
Figura 4.1.at Gráfico daños II.5 .....	278
Figura 4.1.au Gráfico daños II.7 .....	279
Figura 4.1.av Punto más desfavorable y dimensión zona plástica frente de grieta .....	280
Figura 4.1.aw Esquema lectura de los resultados MEF .....	281
Figura 4.2.a Definición ejes de los paneles de MEF .....	283
Figura 4.2.b Esquema discretización contorno según método de triangulación Delaunay .....	283
Figura 4.2.c Esquema discretización contorno según método de Coons .....	284
Figura 4.2.d Esquema micromodelo y macromodelo .....	285
Figura 4.2.e Modelo de elementos finitos modelos I.1 – I.3 – I.5 .....	287
Figura 4.2.f Distribución de cargas en el arquetipo I, planta libre, escalera lateral y escalera en núcleo central .....	288
Figura 4.2.g Aplicación de cargas en el arquetipo I .....	289
Figura 4.2.h Modelo de elementos finitos modelos II.3 – II.5 – II.7 .....	289
Figura 4.2.i Modelización uniones rígidas de los forjados .....	290
Figura 4.2.j Distribución de cargas en el arquetipo II .....	291
Figura 4.2.k Aplicación de cargas en el arquetipo II .....	291
Figura 4.2.l Modelo de elementos finitos modelos III.3 – III.5 – III.7 .....	292
Figura 4.2.m Aplicación de cargas en el arquetipo III .....	292
Figura 4.2.n Modelo de elementos finitos modelos IV.3 – IV.5 – IV.7 .....	293
Figura 4.2.o Distribución de cargas en el modelo IV.3 .....	293
Figura 4.2.p Asientos verticales en la fachada principal y posterior, arquetipo I .....	294
Figura 4.2.q Asientos verticales en las medianeras, arquetipo I .....	295
Figura 4.2.r Asientos verticales en el núcleo central, arquetipo I .....	295
Figura 4.2.s Asientos horizontales en las medianeras, arquetipo I .....	296
Figura 4.2.t Asientos horizontales en el núcleo central, arquetipo I .....	296
Figura 4.2.u Esquema general de los asientos horizontales y verticales en el arquetipo I .....	297
Figura 4.2.v Asientos verticales en la fachada principal y posterior, arquetipo II .....	298
Figura 4.2.w Modelización escalonada de los asientos .....	298
Figura 4.2.x Asientos verticales en las medianeras, arquetipo II .....	299
Figura 4.2.y Asientos verticales en el núcleo central, arquetipo II .....	299
Figura 4.2.z Asientos horizontales en las medianeras, arquetipo II .....	300
Figura 4.2.aa Asientos horizontales en el núcleo vertical, arquetipo II .....	300
Figura 4.2.ab Esquema general de los asientos horizontales y verticales en el arquetipo II .....	301
Figura 4.2.ac Esquema introducción de asientos en el modelo de análisis del arquetipo III .....	302
Figura 4.2.ad Esquema desplazamiento muro paralelo .....	303
Figura 4.2.ae Esquema obtención valores desplazamiento puntos intermedios .....	303
Figura 4.2.af Esquema introducción asientos en el modelo de análisis del arquetipo IV .....	304
Figura 5.2.a Comparación curvas daño distintos arquetipos .....	325
Figura 5.3.a Comparación curvas daño distintos modelos de un mismo arquetipo .....	326

## LISTADO DE TABLAS

Tabla 2.1.a Sinopsis de los resultados empíricos estudiados sobre el comportamiento de las pantallas de contención (S.Marten 2005).....	38
Tabla 2.1.b Resumen datos autores .....	39
Tabla 2.2.a Tabla distorsiones y daños producidos .....	44
Tabla 2.2.b Límite máximo de las distorsiones admisibles según elemento a considerar definido por Meyerhof (1956) .....	50
Tabla 2.2.c Límite máximo de las distorsiones considerando la forma de hundimiento definido por Meyerhof (1982) .....	50
Tabla 2.2.d Límite máximo de las distorsiones admisibles según elemento a considerar definido por Bjerrum (1963).....	51
Tabla 2.2.e Cuadro clasificación grado severidad daño .....	53
Tabla 2.2.j Relación entre el grado de severidad y la deformación límite a tracción .....	57
Tabla 2.2.f Resumen valores descritos por los autores como máximas distorsiones angulares admisibles.....	63
Tabla 2.2.g Relación categoría daños y distorsiones angulares que las provocan .....	64
Tabla 2.2.h Relación categoría daños y tensiones laterales tracción que las provocan ....	65
Tabla 3.1.a Resumen datos Arquetipo I .....	81
Tabla 3.1.b Resumen dimensional del Arquetipo II.....	84
Tabla 3.1.c Resumen datos Arquetipo II .....	88
Tabla 3.1.d Resumen datos Arquetipo III .....	91
Tabla 3.1.e Resumen datos Arquetipo IV .....	95
Tabla 3.1.f Resumen de arquetipos y modelos .....	96
Tabla 3.2.a Características de los morteros comunes.....	100
Tabla 3.2.b Resistencia característica a compresión de fábricas usuales $f_k$ (N/mm <sup>2</sup> ) .....	100
Tabla 3.2.c Resistencia de cálculo de las fábricas de ladrillo macizo. NBE FL-90 .....	102
Tabla 3.2.d Resistencia característica de las obras de ladrillo macizo .....	102
Tabla 3.2.e Comparativo resistencias según normativas y publicaciones.....	103
Tabla 3.2.f Valores característicos de la madera CTE DB-SE.....	105
Tabla 3.2.g Capacidades mecánicas de la fundición.....	105
Tabla 3.2.h Carga admisible de pilares de fundición, AHV. ....	106
Tabla 3.2.i Características mecánicas del acero estructural.....	108
Tabla 3.2.j Valores de designación de los diferentes aceros.....	108
Tabla 3.2.k Características mecánicas del hormigón.....	110
Tabla 3.2.l Tensiones características según el tipo de hormigón (N/mm <sup>2</sup> ) .....	111
Tabla 3.3.a Tabla valores experimentales energía de fractura según Reyes (2011) .....	117
Tabla 3.3.b Tabla valores dimensión frente de grieta .....	120
Tabla 3.4.a Características mecánicas equivalentes arquetipo I .....	124
Tabla 3.4.b Características mecánicas equivalentes arquetipo II .....	126
Tabla 3.4.c Características mecánicas equivalentes arquetipo III .....	127
Tabla 3.4.d Características mecánicas equivalentes arquetipo IV .....	128
Tabla 3.4.e Resumen análisis superficies muros I.1 .....	129
Tabla 3.4.f Muro equivalente I.1 .....	130
Tabla 3.4.g Resumen análisis superficies muros I.3.....	131
Tabla 3.4.h Muro equivalente I.3 .....	131
Tabla 3.4.j Muro equivalente I.5 .....	133
Tabla 3.4.k Resumen análisis superficies muros II.3 .....	135
Tabla 3.4.l Muro equivalente II.3 .....	136
Tabla 3.4.m Resumen análisis superficies muros II.5.....	138

Tabla 3.4.n Muro equivalente II.5 .....	139
Tabla 3.4.o Resumen análisis superficies muros II.7 .....	141
Tabla 3.4.p Muro equivalente II.7 .....	142
Tabla 3.4.q Resumen análisis superficie muros III.3.....	144
Tabla 3.4.r Muro equivalente III.3.....	144
Tabla 3.4.s Resumen análisis superficie muros III.5.....	146
Tabla 3.4.t Muro equivalente III.5.....	146
Tabla 3.4.u Resumen análisis superficie muro III.7 .....	148
Tabla 3.4.v Muro equivalente III.7 .....	149
Tabla 3.4.w Resumen rigideces Arquetipo I.....	151
Tabla 3.4.x Resumen rigideces arquetipo II.....	152
Tabla 3.4.y Resumen rigideces arquetipo III.....	152
Tabla 3.4.z Resumen rigideces arquetipo IV .....	153
Tabla 3.5.a Cuadro de cargas en cimentaciones en el modelo I.1 .....	157
Tabla 3.5.b Cuadro de cargas en cimentaciones en el modelo I.3 .....	157
Tabla 3.5.c Cuadro de cargas en cimentaciones en el modelo I.5 .....	158
Tabla 3.5.d Cuadro de cargas en cimentaciones en el modelo II.3 .....	160
Tabla 3.5.e Cuadro de cargas en cimentaciones en el modelo II.5 .....	162
Tabla 3.5.f Cuadro de cargas en cimentaciones en el modelo II.7 .....	163
Tabla 3.5.g Cuadro de cargas en cimentaciones en el modelo III.3 .....	165
Tabla 3.5.h Cuadro de cargas en cimentaciones en el modelo III.5 .....	166
Tabla 3.5.i Cuadro de cargas en cimentaciones en el modelo III.7 .....	168
Tabla 3.5.j Cuadro de cargas en cimentaciones en el modelo IV.3.....	170
Tabla 3.5.k Cuadro de cargas en cimentaciones en el modelo IV.5.....	171
Tabla 3.5.l Cuadro de cargas en cimentaciones en el modelo IV.7.....	172
Tabla 3.6.a Distorsiones angulares para los arquetipos I y II .....	178
Tabla 3.6.b Distorsiones angulares para los arquetipo III y IV.....	178
Tabla 3.7.a Coeficientes de Poisson.....	186
Tabla 3.7.b Distorsiones angulares y $\epsilon_h$ correspondientes para edificios L/H=1.....	189
Tabla 4.1.a Designación de los modelos.....	196
Tabla 4.1.b Características geométricas del modelo I.1 .....	197
Tabla 4.1.c Características constructivas del modelo I.1 .....	197
Tabla 4.1.d Estado de cargas del modelo I.1 .....	199
Tabla 4.1.e Características geométricas del modelo I.3 .....	199
Tabla 4.1.f Características constructivas del modelo I.3.....	199
Tabla 4.1.g Estado de cargas modelo I.3.....	201
Tabla 4.1.h Características geométricas del modelo I.5 .....	201
Tabla 4.1.i Características constructivas del modelo I.5 .....	202
Tabla 4.1.j Estado de cargas del modelo I.5 .....	203
Tabla 4.1.k Características geométricas del modelo II.3 .....	204
Tabla 4.1.l Características constructivas del modelo II.3 .....	204
Tabla 4.1.m Estado de cargas modelo II.3.....	206
Tabla 4.1.n Características geométricas del modelo II.5 .....	206
Tabla 4.1.o Características constructivas del modelo II.5.....	207
Tabla 4.1.p Estado de cargas modelo II.5.....	208
Tabla 4.1.q Características geométricas del modelo II.7 .....	209
Tabla 4.1.r Características constructivas del modelo II.7 .....	209
Tabla 4.1.s Estado de cargas del modelo II.7 .....	211
Tabla 4.1.t Características geométricas del modelo III.3 .....	211
Tabla 4.1.u Características constructivas del modelo III.3.....	212
Tabla 4.1.v Estado de cargas del modelo III.3 .....	213
Tabla 4.1.w Características geométricas del modelo III.5.....	213
Tabla 4.1.x Características constructivas del modelo III.5.....	214

Tabla 4.1.y Estado de cargas del modelo III.5 .....	215
Tabla 4.1.z Características geométricas del modelo III.7 .....	216
Tabla 4.1.aa Características constructivas del modelo III.7 .....	216
Tabla 4.1.ab Estado de cargas del modelo III.7 .....	218
Tabla 4.1.ac Características geométricas del modelo IV.3 .....	218
Tabla 4.1.ad Características constructivas del modelo IV.3 .....	219
Tabla 4.1.ae Estado de cargas del modelo IV.3 .....	220
Tabla 4.1.af Características geométricas del modelo IV.5 .....	220
Tabla 4.1.ag Características constructivas del modelo IV.5 .....	221
Tabla 4.1.ah Estado de cargas del modelo IV.5 .....	222
Tabla 4.1.ai Características geométricas del modelo IV.7 .....	222
Tabla 4.1.aj Características constructivas del modelo IV.7 .....	223
Tabla 4.1.ak Estado de cargas del modelo IV.7 .....	224
Tabla 4.1.al Designación arquetipos analizados .....	225
Tabla 4.1.am Hipótesis de análisis según las variables consideradas .....	226
Tabla 4.1.an Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+1, Arquetipo I .....	228
Tabla 4.1.ao Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+3, Arquetipo I .....	228
Tabla 4.1.ap Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+5, Arquetipo I .....	229
Tabla 4.1.aq Relaciones porcentuales globales entre apoyos de la viga equivalente del Arquetipo I .....	229
Tabla 4.1.ar Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+3, Arquetipo II .....	231
Tabla 4.1.as Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+5, Arquetipo II .....	231
Tabla 4.1.at Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+7, Arquetipo II .....	232
Tabla 4.1.au Relaciones porcentuales entre apoyos de la viga equivalente del Arquetipo II	232
Tabla 4.1.av Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+3, arquetipo III .....	234
Tabla 4.1.aw Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+5, arquetipo III .....	234
Tabla 4.1.ax Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+7, arquetipo III .....	235
Tabla 4.1.ay Relaciones porcentuales entre apoyos de la viga equivalente del Arquetipo III	235
Tabla 4.1.az Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+3, arquetipo IV .....	237
Tabla 4.1.ba Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+5, arquetipo IV .....	237
Tabla 4.1.bb Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+7, arquetipo IV .....	238
Tabla 4.1.bc Relaciones porcentuales globales entre apoyos de la viga equivalente del Arquetipo IV .....	238
Tabla 4.1.bd Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+1, arquetipo I .....	240
Tabla 4.1.be Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+3, arquetipo I .....	241
Tabla 4.1.bf Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+5, arquetipo I .....	241
Tabla 4.1.bg Relaciones porcentuales globales entre apoyos de la viga equivalente del arquetipo I .....	242
Tabla 4.1.bh Cuadro δh arquetipo II .....	242
Tabla 4.1.bi Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+3, arquetipo II .....	243
Tabla 4.1.bj Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+5, arquetipo II .....	244
Tabla 4.1.bk Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+7, arquetipo II .....	244
Tabla 4.1.bl Desplazamientos horizontales respecto el punto P1 .....	246
Tabla 4.1.bm Cuadro δh arquetipo II .....	246
Tabla 4.1.bn Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+3, arquetipo III .....	247
Tabla 4.1.bo Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+5, arquetipo III .....	248
Tabla 4.1.bp Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+7, arquetipo III .....	248
Tabla 4.1.bq Relaciones porcentuales globales entre apoyos de la viga equivalente del arquetipo III .....	249
Tabla 4.1.br Cuadro δh arquetipo III .....	249
Tabla 4.1.bs Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+3, arquetipo IV .....	250
Tabla 4.1.bt Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+5, arquetipo IV .....	251
Tabla 4.1.bu Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+7, arquetipo IV .....	251

Tabla 4.1.bv Relaciones porcentuales globales entre apoyos de la viga equivalente del Arquetipo IV.....	252
Tabla 4.1.bw Cuadro $\delta h$ arquetipo IV.....	252
Tabla 4.1.bx Escala de distorsiones angulares ( $\beta$ ) propuesta.....	254
ATabla 4.1.by Asiento diferencial ( $\Delta\delta v$ ) según cada distorsión angular.....	255
Tabla 4.1.bz Leyes de desplazamientos verticales y horizontales, arquetipo I.....	256
Tabla 4.1.ca Desplazamientos verticales ( $\delta v$ ), arquetipo I.....	257
Tabla 4.1.cb Desplazamientos horizontales ( $\delta h$ ), arquetipo I.....	257
Tabla 4.1.cc Leyes de desplazamientos verticales y horizontales, arquetipo II.....	259
Tabla 4.1.cd Desplazamientos verticales ( $\delta v$ ), arquetipo II.....	260
Tabla 4.1.ce Desplazamientos horizontales ( $\delta h$ ), arquetipo II.....	260
Tabla 4.1.cf Leyes de desplazamientos verticales y horizontales, arquetipo III.....	262
Tabla 4.1.cg Desplazamientos verticales ( $\delta v$ ), arquetipo III.....	262
Tabla 4.1.ch Desplazamientos horizontales ( $\delta h$ ), arquetipo III.....	263
Tabla 4.1.ci Leyes de desplazamientos verticales y horizontales, arquetipo IV.....	264
Tabla 4.1.cj Desplazamientos verticales ( $\delta v$ ), arquetipo IV.....	265
Tabla 4.1.ck Desplazamientos horizontales ( $\delta h$ ), arquetipo IV.....	265
Tabla 4.1.cl Resumen datos generación gráficos de daño particulares.....	268
Tabla 4.1.cm Tabla valores utilizados en la lectura de resultados.....	279
Tabla 4.2.a Tipo de fallo a observar en cada arquetipo.....	286
Tabla 4.3. a Relaciones $\alpha$ arquetipo II.3 y comprobaciones.....	305
Tabla 4.3.b Relaciones $\alpha$ arquetipo II.5 y comprobaciones.....	309
Tabla 4.3.c Relaciones $\alpha$ arquetipo II.7 y comprobaciones.....	313
Tabla 5.2. a Distorsiones resultantes según arquetipo.....	325
Tabla 5.3.a Distorsiones resultantes según modelo de un mismo arquetipo.....	326

**CAPÍTULO I**  
**INTRODUCCIÓN PARTICULAR**





## 1. INTRODUCCIÓN PARTICULAR

En este segundo libro de la tesis el tema principal que se tratará serán los edificios vecinos a las excavaciones urbanas.

Una vez determinados los posibles comportamientos de las pantallas en las excavaciones urbanas y comprobados los movimientos que se producen en el trasdós de éstas, se pasa al estudio de cómo estos comportamientos pueden llegar a afectar a los edificios vecinos y en qué grado de magnitud.

A partir de los resultados obtenidos en el *Libro I – LA EXCAVACIÓN URBANA* se analizará una serie de modelos de diferente tipología, con el fin de estudiar la afectación y los daños que se producen en el caso de verse sometidos a movimientos del terreno que los sustenta. Movimientos producidos por la propia ejecución de la contención.

La estructura de este segundo volumen sigue la utilizada en el primer libro, partiendo inicialmente del análisis de los estudios realizados previamente por varios autores, entre los que destacan **Burland & Wroth** (1974) quienes desarrollaron gráficos de sensibilidad para un tipo concreto de edificio, **Boscardin & Cording** (1989) y des de **Skempton & MacDonald** (1956) hasta **Son & Cording** (2005), pasando por **Meyerhof** (1956 i 1982) y **Polshin & Tokar** (1957), llegando a desarrollar algunos puntos en concreto que por su aprovechamiento posterior sean de más interés.

Finalmente se llevará a cabo un estudio paramétrico para poder extraer las conclusiones pertinentes.



**CAPÍTULO II**  
**ESTADO DEL ARTE**



---

## CAPÍTULO II – ESTADO DEL ARTE

<b>2. ESTADO DEL ARTE.....</b>	<b>31</b>
<b>2.1. ESTUDIO DE LOS ASIENTOS.....</b>	<b>32</b>
2.1.1. PECK (1969) .....	33
2.1.2. CLOUGH & O'ROURKE (1990) .....	34
2.1.3. OU & HSIEH (1993) .....	35
2.1.4. LONG (2001) .....	36
2.1.5. MOORMANN (2004) .....	37
2.1.6. RESUMEN .....	39
<b>2.2. LA AFECTACIÓN Y LA SENSIBILIDAD AL DAÑO DE LOS EDIFICIOS .....</b>	<b>40</b>
2.2.1. DEFINICIONES PARÁMETROS .....	40
2.2.2. SKEMPTON & MACDONALD (1956) .....	42
2.2.3. MEYERHOF (1956) Y MEYERHOF (1982).....	49
2.2.4. POLSHIN & TOKAR (1957) .....	50
2.2.5. BJERRUM (1963) .....	51
2.2.6. BURLAND & WROTH (1974) .....	52
2.2.7. BOSCARDIN & CORDING (1989) .....	58
2.2.8. SON & CORDING (2005) .....	59
2.2.9. RESUMEN .....	63
<b>2.3. resumen.....</b>	<b>66</b>



## 2. ESTADO DEL ARTE

Como se ha comentado en el mismo punto de libro I, el problema de la relación entre el movimiento del terreno y el edificio es una cuestión que ha sido estudiada ya desde principios del siglo XX, y es una temática que se encuentra en continuo desarrollo hoy en día.

Estudios realizados por autores como **Peck** (1969), **Skempton & MacDonald** (1956), **Burland & Wroth** (1974) o **Boscadin & Cording** (1989), reflejan la preocupación por analizar el efecto que tienen los movimientos del terreno, en las edificaciones, ya sea por excavaciones vecinas, túneles o el propio peso del edificio

El tema que nos ocupa en esta parte de la tesis trata de las cuestiones fundamentales relacionadas con el comportamiento del edificio respecto los movimientos del terreno provocados por asentamientos, la afectación y sensibilidad de las construcciones, y la interacción global del sistema (contención – suelo – edificio)

## 2.1. ESTUDIO DE LOS ASIENTOS

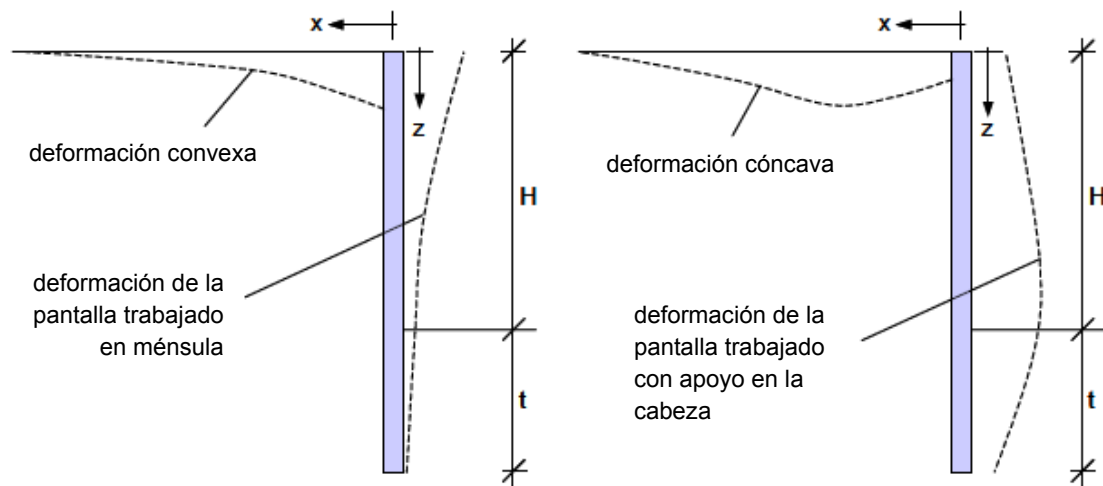
Varios autores entre los que destacan **Peck** (1969), **Clough & O'Rourke** (1990), **Ou & Hsieh** (1993), **Long** (2001) o **Moorman** (2002), han estudiado cómo se comporta el terreno en el trasdós de las pantallas. De esta manera han establecido criterios distintos como el perfil de asentamiento, relaciones entre la profundidad de excavación y el asentamiento vertical máximo, o como se ve afectado el terreno por la deformación horizontal respecto la profundidad de la excavación entre otros aspectos.

Generalmente se pueden distinguir dos tipos de deformación del suelo en el trasdós de la pantalla según la tipología de ésta. Estas deformaciones pueden ser convexas o cóncavas.

La deformación convexa se produce en el caso de pantallas que trabajan en ménsula. Su máxima deformación se produce en la parte superior de la pantalla en las primeras fases de la excavación.

En cambio la deformación cóncava se produce cuando se limita el movimiento de la cabeza de la pantalla mediante un apoyo. En este caso los movimientos tienden a producirse en la zona inferior de la pantalla.

La figura que se muestra a continuación esquematiza las dos deformaciones:



**Figura 2.1.a Perfiles de asentamiento convexo o cóncavo según el comportamiento de la pantalla (S.Marten 2005)**

A continuación se analiza el trabajo realizado por varios de estos autores:



### 2.1.1. PECK (1969)

Fue uno de los primeros autores en proponer una metodología para determinar una estimación de los movimientos verticales del terreno en el trasdós de la pantalla.

Resumió sus observaciones en el gráfico que se adjunta a continuación, que relaciona el máximo movimiento vertical respecto la profundidad de excavación ( $\delta v_{\text{máx}}/H_e$ ) con la distancia a la pantalla y también respecto a la profundidad de excavación ( $d/H_e$ ), en función del tipo de terreno.

Zona I	(arenas y arcillas duras)	$\delta v_{\text{máx}}/H < 1\%$	Afecta hasta a 2H
Zona II	(arcillas blandas)	$1\% < \delta v_{\text{máx}}/H < 2\%$	
Zona III	(arcillas muy blandas)	$\delta v_{\text{máx}}/H > 2\%$	Afecta a partir de 4H

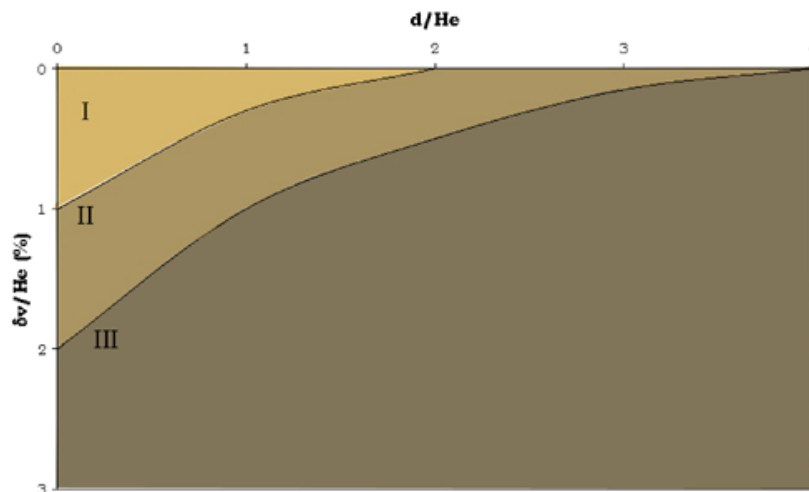


Figura 2.1.b Gráfico relación máximo movimiento vertical respecto profundidad excavación y tipo de terreno

En los terrenos de la Zona III, los asentamientos en el trasdós de la pantalla pueden llegar a afectar hasta 4 veces la profundidad de la excavación.

Este estudio fue ratificado posteriormente por **Lambe** (1970), **O'Rourke** (1976) y **O'Rourke** (1981) en sus estudios de otros casos históricos.

### 2.1.2. CLOUGH & O'ROURKE (1990)

Su contribución es una de las más útiles y utilizadas en la actualidad, y sustituye de forma relevante y habitual a las aportaciones realizadas anteriormente por **Peck** (1969).

Esta nueva aproximación tiene en cuenta los efectos de la excavación, el sistema de apoyo y las actividades auxiliares de la construcción.

Los autores proponen tres perfiles de deformación del suelo del trasdós en función del tipo de terreno y de la profundidad de la excavación.

Con estos gráficos sugieren que, tanto para arenas como para arcillas rígidas, el perfil de asentamiento es triangular y el máximo movimiento vertical se produce justo detrás de la pantalla. Además, se define que la zona de influencia de estos desplazamientos corresponde a  $2H$  en arenas y  $3H$  en arcillas rígidas.

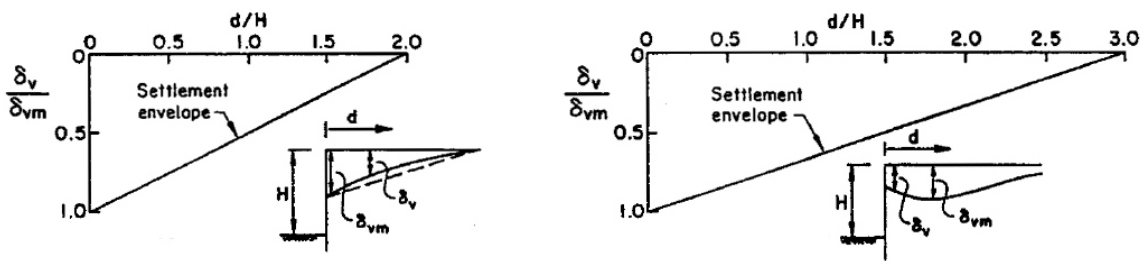


Figura 2.1.c Perfil asentamiento para arenas y arcillas rígidas

En el caso de una excavación en arcillas blandas, el máximo asentamiento se produce, según el gráfico, a una distancia de coronación de la pantalla de entre  $0$  i  $0,75H$ , y el perfil de asentamiento tiene una forma trapezoidal con una zona de influencia de  $2H$ .

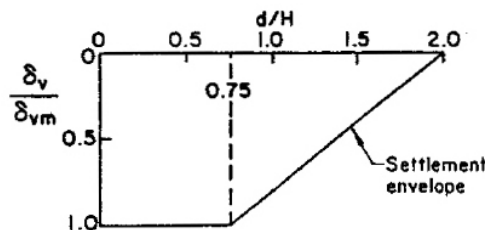


Figura 2.1.d Perfil asentamiento para arcillas blandas

### 2.1.3. OU & HSIEH (1993)

Estudiando el comportamiento de diversas pantallas en Taipei, observaron que los máximos desplazamientos  $\delta_{hmax}$  se producían entre 0,2%H y 0,5%H; valores superiores a los propuestos por **Clough & O'Rourke**, e inferiores a los de **Peck**.

Además observaron que estos máximos desplazamientos verticales  $\delta v_{max}$  se producían entre 0,5%H y 0,7%H, similares a los propuestos por **Clough & O'Rourke**.

Por otro lado, también a partir de las observaciones de los casos anteriores, propusieron un método para definir el perfil de asentamiento en el trasdós de la pantalla.

Establecieron dos nuevos tipos de perfil: un trilineal y uno cóncavo, en función del asiento normalizado ( $\delta v/\delta v_{max}$ ) y la proporción distancia/profundidad de la pantalla ( $d/H_e$ ).

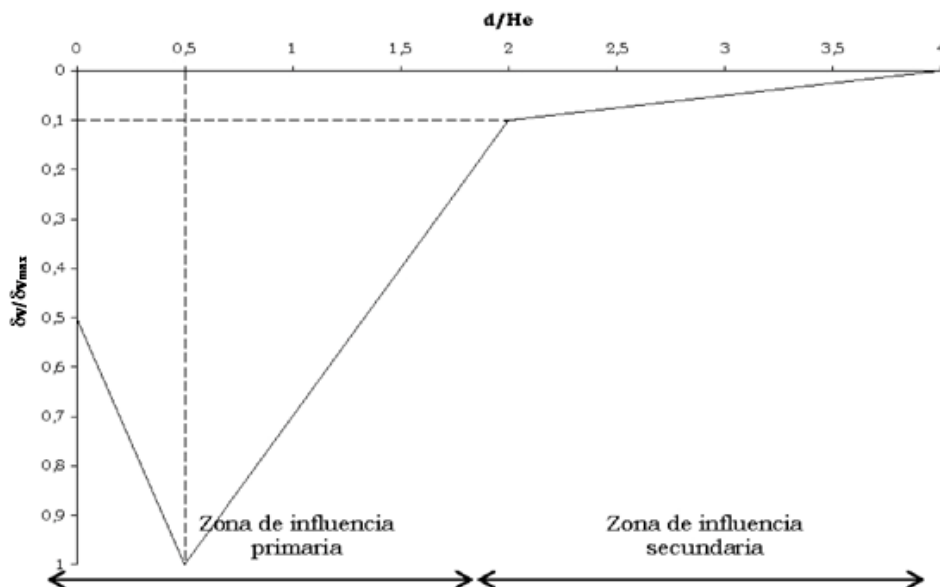


Figura 2.1.e Perfil trilineal de asentamiento

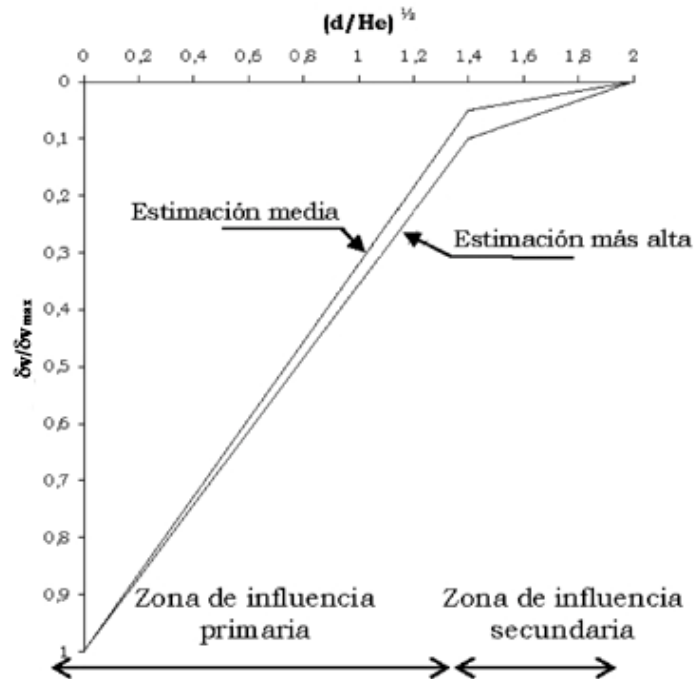


Figura 2.1.f Perfil cóncavo de asentamiento

Más allá de estos perfiles, también sugirieron que existía una proporción entre los asentamientos máximos verticales y los desplazamientos máximos horizontales.

$$\delta v_{\text{máx}} = R \cdot \delta h_{\text{máx}}$$

#### 2.1.4. LONG (2001)

Long (2001) se dedica, entre otras cosas, al análisis y estudio de 296 casos desarrollados por Peck (1969) y de los resultados obtenidos por Clough & O'Rourke (1990).

De este estudio, extrae la conclusión que las deformaciones en el caso de las excavaciones profundas en suelos no cohesivos, así como en arcillas duras, tienen cierta independencia respecto a la rigidez de la contención y del tipo de soporte que interviene en el sistema.

### 2.1.5. MOORMANN (2004)

En el caso de Moormann (2004), analiza el trabajo previo que realizan los otros autores, y añade más de 530 casos más, fruto de su propia experiencia.

Estos 536 casos nuevos, se desarrollan en distintas épocas teniendo una representación de casos bastante más actuales que los autores previos:

- 1991 – 2000: 300 casos
- 1980 – 1989: 160 casos
- Antes 1980: 76 casos

De todos ellos analiza los movimientos del terreno, así como de la contención; y tiene mucho en cuenta distintos aspectos, a veces olvidados o no descritos en otros estudios, y que se distinguen por estar vinculados al terreno o a la contención:

- Terreno
  - método de excavación
  - tipo de terreno
  - presencia de aguas freáticas
- Contención
  - sistema de contención
  - geometría
  - soporte

El estudio empírico que realiza, confirma las suposiciones que ya intuía Long, que en el caso de excavaciones profundas en terreno de arcillas duras, el asentamiento son menores que en terreno de arcillas blandas. Denota la importancia del tipo de terreno y su afectación en las deformaciones que se producen.

Finalmente realiza un resumen de los resultados empíricos sobre el comportamiento de las contenciones que se muestra en la tabla siguiente:

autor	caso	criterio	perfil deformación	análisis de deformaciones			zona influencia asiento
				$\bar{\delta}_h^{max}/H\%$	$\bar{\delta}_v^{max}/H\%$	$\bar{\delta}_h^{max}/\bar{\delta}_v^{max}$	
Peck (1969)		tipo terreno, índice estabilidad	diagrama 3 zonas	<1% s.blando ( $N_b < N_c$ ): <2% s.blando ( $N_b > N_c$ ): >2%	<1% s.blando ( $N_b < N_c$ ): <2% s.blando ( $N_b > N_c$ ): >2%	1	<2H s.blando ( $N_b < N_c$ ): <4H s.blando ( $N_b > N_c$ ): >4H
D'Appolonia (1971)		tipo terreno, índice estabilidad	60-80% desplazamientos fondo excavación			1	s.blando, L compresible 2 a 3H
Goldber et al (1976)	63	tipo terreno, rigidez sistema		S/G, s.blando: <0,35% s. rígido: >1%	S/G, s.blando: 0,5% s. rígido: <2,5%	0,5 a 1,5 en suelo blando hasta 2,0	A: 2,5H S/G: 2H
Burland et al (1977)					suelo rígido: <0,15% suelo blando: 2% S/G s: 0,5%	1 a 3	>3H
Clough et al (1979) & Mana et Clough (1982)	11	índice estabilidad $N_c, F_{sff}$		$F_{sff} > 1,5$ : <1% $F_{sff} < 1,5$ : 0,5 a >2,0%		depende de $F_{sff}$	
O'Rourke (1981)	7					0,6 a 1,6	
Clough et al (1989) Clough & O'Rourke (1990)		tipo terreno	proposición 3 perfiles deformación según tipo de suelo	suelo rígido: 0,2-0,5% suelo blando: $F_{sff} > 2$ : <0,5% $F_{sff} < 1,2$ : >2,0%	suelo rígido: 0,15-0,5% suelo blando: <2,15% (en función de $F_{sff}$ )	suelo rígido: 0,6 suelo blando: 1,00 S: 1,00	suelo rígido: 3H suelo blando: 2H S: 2H
Ou et al (1993)	10	H, t	deformación máxima fondo excavación	0,2% a 0,5%	0,5% a 0,7%	1,4 a 2,0	ecuación empírica dependiente de H, t, $\phi'$
Fernie et Sucking (1996)	61	H, h, t, tipo terreno, $FS_{sff}$	modificación de Clough et al (1989)	0,15% (max=0,3%)	0,15%	$\approx 1$	
Massuda (1996)	52			0,05% a 0,5%			
Duncan et Bentler (1998)	184			1990-98: suelo blando a rígidos: 0,42% a tres raides: 0,08% S/G: 0,17%	1990-98: suelo blando a rígidos: 0,41% a tres raides: 0,1% S/G: 0,08%	gran dispersion: 0,25 a 0,40	
Yoo (2001)	62	rigidez sistema, H, h		0,12% (max:0,3%) PBERL: 0,15% PMOUL: 0,05% MIX-SOL: 0,15%			
Long (2001)	296	tipo terreno, grueso capas blandas, $F_{sff}$		suelo rígido (+ $F_{sff}$ ): 0,05-0,25% suelo blando (+ $F_{sff}$ ): 0,21% suelo blando (- $F_{sff}$ ): 0,5-3,2%	suelo rígido (+ $F_{sff}$ ): 0-0,2%		
Moormann (2002, 2004)	536	tipo terreno, H		suelo blando: 0,87% suelo rígido: 0,25% suelo mixto: 0,27%	suelo blando: 1,07% suelo rígido: 0,18% suelo mixto: 0,25%	0,5-1,0 (máx 2,0)	$\leq 0,5 H$ , nunca suelo blando hasta 2H

Tabla 2.1.a Sinopsis de los resultados empíricos estudiados sobre el comportamiento de las pantallas de contención (S.Marten 2005)

### 2.1.6. RESUMEN

A continuación se muestra una tabla con las propuestas de varios autores, incluyendo los comentados hasta ahora.

Autor	Condición	$\delta h_{\text{máx}}$	$\delta v_{\text{máx}}$
Peck (1969)			1%H a > 2%H
Clough & O'Rourke (1990)	Suelos residuales, arenas y arcillas duras	0,2%H	0,15%H
	Arcillas blandas a medias	>2%H, si FOS>1,2 <0,5%H, si FOS>2	
Ou et al (1993)		0,2%H a 0,5%H	0,5%H a 0,7%H
Wong et al (1997)	Grueso del terreno blando < 0,9H	<0,5%H	<0,35%H
	Grueso del terreno blando < 0,6H	0,35%H	0,2%H
Fernie & Suckling (1996)		0,15%H a 0,2%H	0,15%H
Masuda (1996)		0,005%H	
Oteo (2003)	Arcilla blanda	2,5%H a 3,5%H	≈ 0,2%H
	Arena floja y gravas	1,5%H a 2%H	≈ 0,5%H a 1%H
	Arcilla rígida	1%H a 1,5%H	0,1%H a 0,2%H
Moormann (2004)	Arcilla blanda	0,87%H	1,07%H
	Arena floja y gravas	0,27%H	0,33%H
	Arcilla rígida	0,25%H	0,18%H

**Tabla 2.1.b Resumen datos autores**

Como se puede observar, los valores de  $\delta h_{\text{máx}}$  tienen una desviación apreciable en los estudios realizados a lo largo de treinta y cuatro años; están basados en datos dispares del terreno y también en valores de rigidez del sistema de apoyo con grandes variaciones entre ellos.

DE todos modos, el resumen aportado por **Oteo** (2003) sitúa con claridad los resultados en un trabajo de gran actualidad que centra los valores de  $\delta h_{\text{máx}}$  entre el 1% y el 3,5% en función del terreno y los valores de  $\delta v_{\text{máx}}$  en un orden de 1/10 menor que los anteriores.

## 2.2. LA AFECTACIÓN Y LA SENSIBILIDAD AL DAÑO DE LOS EDIFICIOS

En este apartado se estudiarán los artículos de varios autores referentes al comportamiento de los edificios sometidos a movimientos del terreno, como los afecta y que daños se producen en ellos.

Primeramente se expondrán los parámetros que se van a utilizar en la tesis y que son los mismos que tienen en cuenta los autores en sus publicaciones.

### 2.2.1. DEFINICIONES PARÁMETROS

En los estudios realizados sobre la respuesta de los edificios a los movimientos del terreno, los múltiples autores estudian primeramente los daños que son debidos a los asentamientos diferenciales causados únicamente por el peso propio del edificio, para pasar en estudios posteriores a analizar el comportamiento de los edificios frente a asentamientos provocados por movimientos del propio terreno.

En primer lugar, como se muestra a continuación, se definen los conceptos y parámetros básicos utilizados en los diferentes artículos y trabajos consultados, en la estimación de la sensibilidad de daño de los edificios. Éstos son utilizados por todos los autores en sus publicaciones.

Los parámetros y conceptos a tener en cuenta son:

- **Asiento ( $S_v$ ):** define el movimiento vertical de un punto.
- **Asiento relativo ( $\delta S_v$ ):** valor de diferencia entre dos asentamientos.
- **Rotación ( $\Theta$ ):** describe la inclinación respecto a una línea horizontal de dos puntos de referencia pertenecientes a la estructura
- **Tensión angular ( $\alpha$ ):** causante de provocar geometrías de deformación cóncavas (sagging) o convexas (hogging)
- **Deflexión relativa ( $\Delta$ ):** máximo desplazamiento del perfil de asentamientos de una estructura relativa a una línea recta que conecta dos puntos de referencia.
- **Ratio de deflexión ( $\Delta/L$ ):** es la deflexión relativa anterior respecto a la distancia entre los dos puntos de referencia.
- **Inclinación ( $\omega$ ):** rotación de la estructura o de una parte de ella.
- **Distorsión angular ( $\beta$ ):** rotación entre dos puntos separados por una línea recta menos la rotación que pueda presentar la estructura.



- **Deformación horizontal ( $\epsilon_h$ ):** se define como el valor promedio del movimiento horizontal relativo entre dos puntos de referencia. En nuestra propuesta la redefiniremos como distorsión lineal

En la figura que se muestra a continuación se detalla cada uno de estos parámetros gráficamente, para su mejor comprensión.

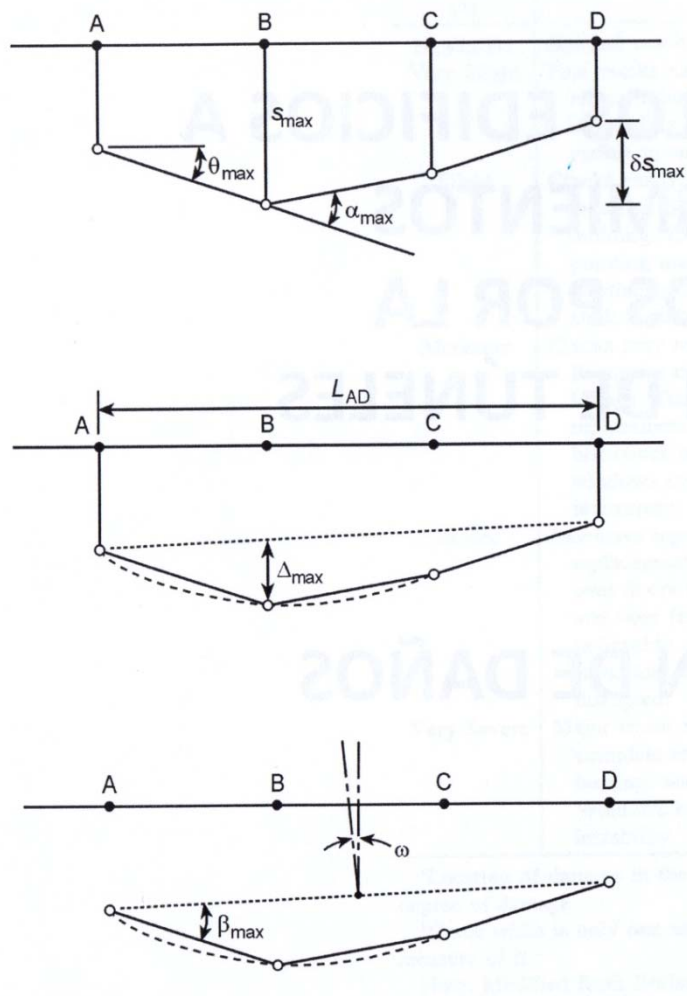


Figura 2.2.a Parámetros

Una vez definidos los conceptos previos, se pasa a analizar los trabajos realizados por varios autores sobre los criterios de daño de los edificios o como los movimientos del terreno afectan a las edificaciones.

### 2.2.2. SKEMPTON & MACDONALD (1956)

El efecto que provocan las distorsiones angulares en los edificios, es estudiada por **Skempton & MacDonald** (1956). Éstos analizan 98 casos reales de daños provocados por asientos del terreno, en edificaciones de distintas tipologías estructurales (hormigón armado, acero y muros de fábrica).

Exponen la dificultad de prever los asientos diferenciales admisibles que puede soportar cada edificio, a partir del cálculo de las tensiones que se producen, y que se pueda indicar que grado de daño se está produciendo en el edificio en cuestión.

En este estudio Skempton & MacDonald se refieren a tres categorías de daño que se pueden producir según qué elementos se vean afectados. Éstas son las que se enumeran a continuación:

- 1- Daños estructurales: sólo afectan a elementos estructurales del edificio.
- 2- Daños arquitectónicos: sólo afectan a elementos no estructurales, como son los pavimentos, tabiques y acabados.
- 3- Daños combinados: afectan a elementos estructurales y a elementos arquitectónicos.

Llegados a este punto determinan que es anormal que se produzcan solamente daños estructurales ya que siempre irán ligados a unos daños arquitectónicos que se producirán previamente a la rotura de los elementos estructurales.

Denotan que solo se podrían dar daños estructurales previos, cuando lo que se analiza son edificios sin cerramientos.

La afectación que se produce en los edificios estudiados, en la mayoría de casos, vienen determinados por las distorsiones angulares ( $\beta$ ), equivalentes a la relación entre los asientos relativos producidos ( $\delta S_v$ ) y la distancia de separación entre los dos puntos a los que se refiere este asiento (L).

La figura siguiente muestra estas relaciones que establecen Skempton & MacDonald:

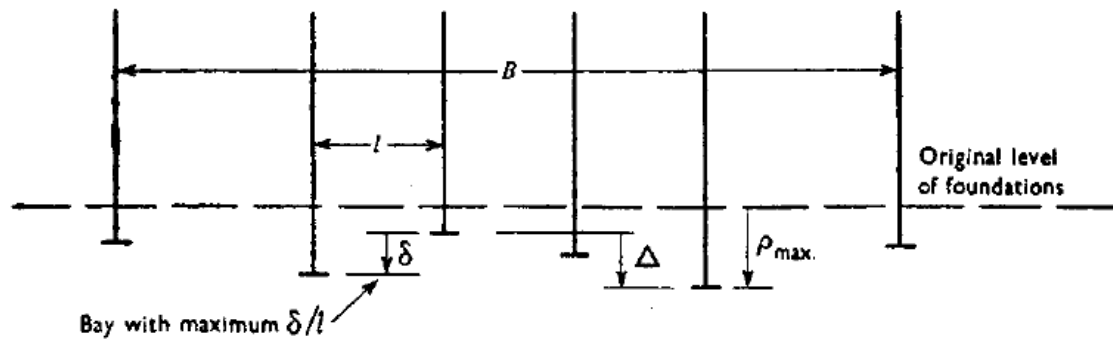


Figura 2.2.b Definición parámetros Skempton & MacDonald (1956)

Por lo tanto en la mayoría de casos el asiento diferencial que produce los daños y afecta a los edificios, viene dado por la distorsión angular máxima admisible por los elementos arquitectónicos: tabiques, pavimentos, acabados etc; frente a la distorsión permitida por los elementos propiamente estructurales: pilares, jácenas etc.

Skempton & MacDonald llegan a la conclusión que, estas distorsiones no siempre se pueden llegar a calcular previamente.

Así pues este límite de asiento admisible podría estar definido puramente por criterios visuales.

Las consideraciones que tienen en cuenta para determinar los límites admisibles son:

1. Límite de daño  $\rightarrow$  distorsión angular.
2. Relación entre  $\delta/L$  y el asiento máximo, y el máximo asiento diferencial.
3. Establecer el límite de daños en términos de asientos máximos y máximo asiento diferencial.

Por esta razón establecieron unos límites de distorsión angular en función de los daños producidos, que obtienen de los estudios realizados sobre la distorsión angular y que se detallan en la siguiente tabla:

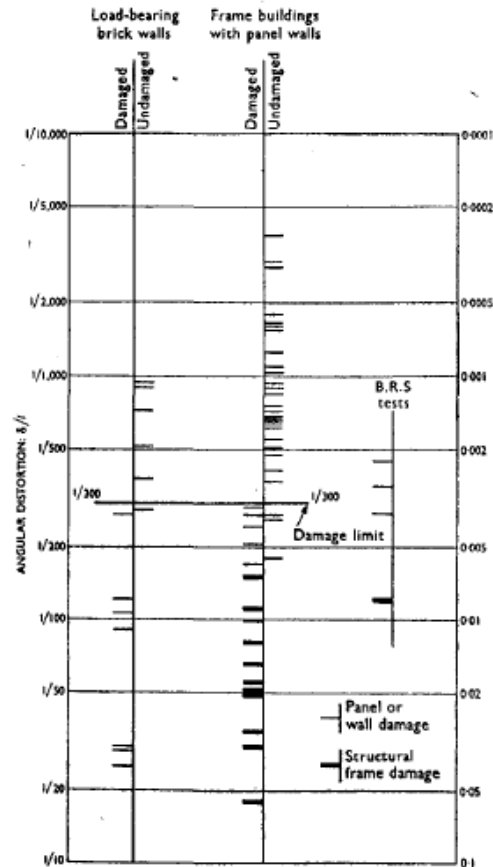
Daños producidos	Distorsión angular ( $\beta$ )
Distorsiones severas en estructuras de acero	L/80 – L/100
Grietas en paredes	L/240 – L/290
No grietas en paredes	L/720

**Tabla 2.2.a Tabla distorsiones y daños producidos**

Skempton & MacDonald resumen cual es el valor límite de distorsión angular que se puede considerar para evitar daños en los edificios. Hablan de un valor máximo de distorsión angular de L/300.

Este valor se considera que en algunos casos no afecta estructuralmente a los edificios estudiados y se plantean hasta qué punto es un valor a tener en cuenta.

De todos modos, como se ve en la figura de continuación (en la que se relacionan los casos estudiados para ver en cuales se ha producido daños y con qué distorsión angular se han producido), se puede considerar efectivamente que es un valor correcto a partir del cual se producen grietas en paredes de carga y cerramientos.



**Figura 2.2.c Resumen gráfico daños producidos en relación a la distorsión angular Skempton & MacDonald (1956)**

Se puede ver como para el valor de distorsión angular  $L/300$ , en algunos casos no se producen daños estructurales y que por lo tanto no sería un valor idóneo, aunque sí que correspondería a un valor en el que se producen daños arquitectónicos y empiezan a aparecer grietas en los cerramientos y paredes.

Estos casos en los que no se producen daños para un valor  $L/300$  son solamente cuatro.

En tres de ellos la distorsión máxima a la que se producen los daños es de  $L/260$ , y el cuarto a una distorsión de  $L/180$ .

Concluyen que los casos que salen fuera de la tendencia son excepciones ocasionales que no es raro que se puedan producir.

Ponen también mucho énfasis en que el tipo de terreno donde se localizan los edificios analizados influirá en el valor del asiento y por lo tanto en el de la distorsión angular.

Este no será un factor decisivo en la relación entre la distorsión angular y la presencia o ausencia de daños en el edificio.

Se ve como la distorsión angular que padece un edificio debido a un asiento máximo inicial es distinta según el tipo de terreno, sean arcillas, arenas o rellenos, provocando éstos dos últimos asientos mucho mayores.

Queda descrito también como la tipología de la cimentación de la edificación influye en la distorsión angular. Se observa que la distorsión angular es menor en losas de cimentación que en las cimentaciones a base de zapatas aisladas.

A continuación se muestra las figuras que relacionan la máxima distorsión angular con el asiento máximo, en edificios con cimentación de zapatas aisladas, en un primer caso en un terreno arcilloso y en un segundo caso en un terreno de arenas o rellenos.

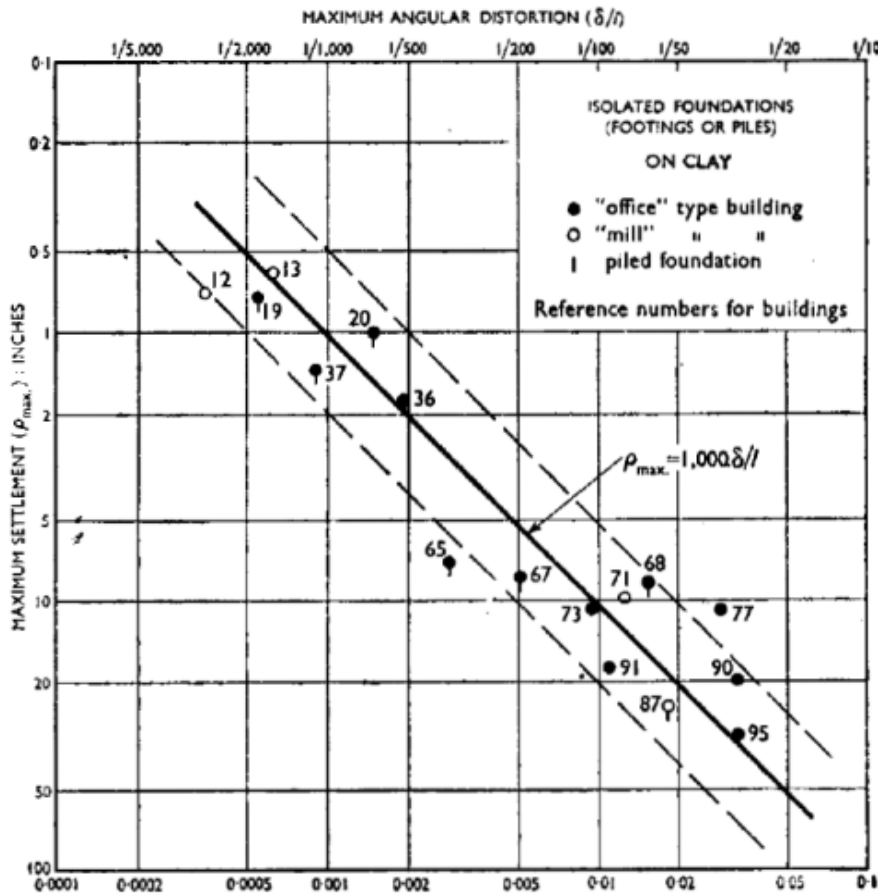


Figura 2.2.d Relación entre máxima distorsión angular y máximo asiento en edificios con cimentación aislada sobre terrenos arcillosos, y arenosos o rellenos

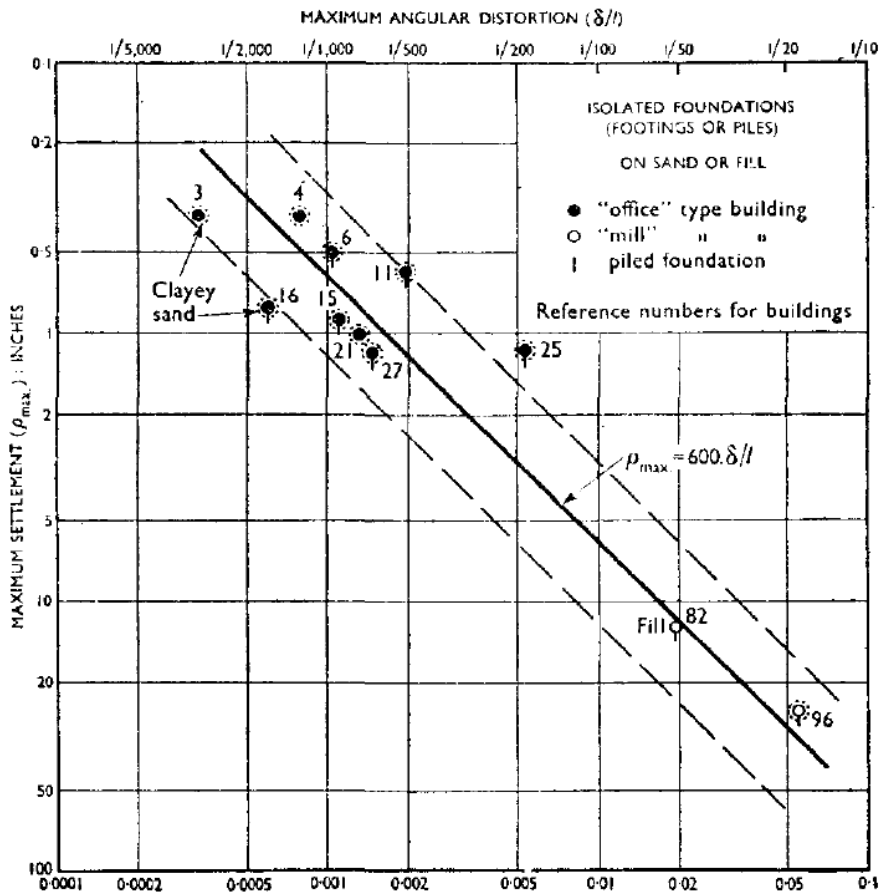


Figura 2.2.e Relación entre máxima distorsión angular y máximo asiento en edificios con cimentación aislada sobre terrenos arenosos o rellenos

En los gráficos anteriores se comprueba la influencia del tipo de terreno en la relación entre la distorsión angular y los asientos producidos.

El mismo gráfico se realiza para losas de cimentación y en terrenos de las mismas características anteriores.

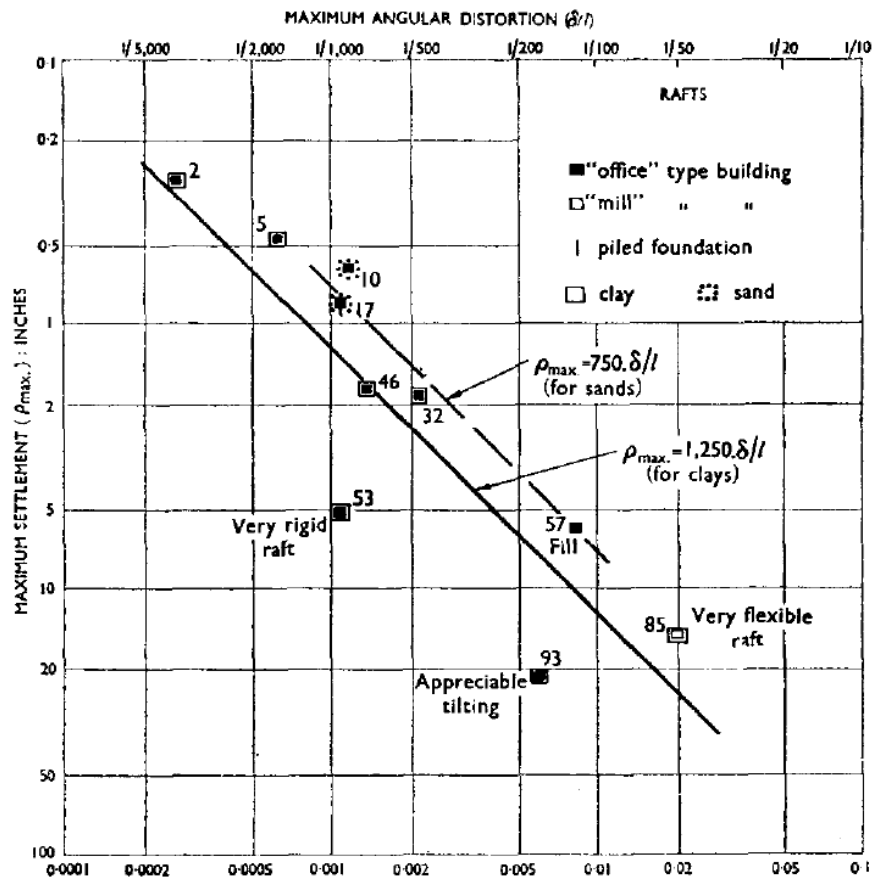


Figura 2.2.f Relación entre máxima distorsión angular y máximo asiento en edificios con losa de cimentación sobre terreno arcilloso

Skempton & MacDonald concluyen que en los edificios donde los asientos van aumentando lentamente con el paso del tiempo, la fisuración que se produce no aparecerá hasta que se haya alcanzado una gran distorsión angular.

Establecen el valor de distorsión angular en  $L/300$  como valor de la distorsión angular a partir de la que se ven afectados los cerramientos en edificios tradicionales con paredes de carga.

Para llegar a daños estructurales en otro tipo de estructura, como estructuras porticadas, proponen distorsiones angulares con valores mucho mayores, en este caso  $L/150$ , a partir del cual los daños que se producen en la estructura repercuten a las vigas y los pilares de los pórticos.

En la figura siguiente resumen el estudio realizado por una distorsión angular de  $L/300$ , que como se ha mencionado se toma como límite a partir del cual se ven afectadas las paredes de carga de los edificios. Se enfatiza en el tipo de



terreno y de cimentación, punto donde queda clara la diferencia que se produce entre ellas como se ha mostrado en las figuras mencionadas anteriormente.

Criterion		Isolated foundations	Rafts
Angular distortion		1/300	
Greatest differential settlement:	Clays	1½ in.	
	Sands	1¼ in.	
Maximum settlement:	Clays	3 in.	3 to 5 in.
	Sands	2 in.	2 to 3 in.

Figura 2.2.g Asientos obtenidos para edificios de muros de carga para una distorsión angular fijada a L/300 según terreno y cimentación

### 2.2.3. MEYERHOF (1956) Y MEYERHOF (1982)

Partiendo de los estudios realizados por Skempton & MacDonald, **Meyerhof** (1956) elabora una contrapropuesta para los límites establecidos.

Meyerhof elabora una nueva lista de límites de distorsiones angulares como consecuencia de sugerir factores de seguridad, con el fin de limitar las distorsiones angulares según el peligro de afectación que supongan éstas en los edificios.

Sugiere un factor de seguridad de 2 que garantice la seguridad en todos los casos. Más adelante termina especificando otros factores de seguridad según la tipología y el daño que se pueda producir.

Así pues propone un factor de seguridad superior al inicial, en este caso de 3, para distorsiones que provoquen el colapso del material o el colapso de las paredes de carga o de los pórticos de la estructura.

Por otro lado acaba por sugerir un factor igual a 1,5 en el caso de estructuras porticadas como seguridad frente el agrietamiento de los elementos estructurales que las conforman.

Finalmente estableciendo estos factores de seguridad propone unos nuevos límites de distorsión angular para los siguientes elementos:

Elemento a considerar	Distorsión angular ( $\beta$ )
Paredes de carga	L/1000
Cerramientos de obra en pórticos	L/500
Vigas y pilares en estructuras porticadas	L/250

**Tabla 2.2.b Límite máximo de las distorsiones admisibles según elemento a considerar definido por Meyerhof (1956)**

En estudios posteriores **Meyerhof** (1982) establece nuevos límites teniendo en cuenta el tipo de deformación que se produce en el terreno, según sea cóncava o convexa, que afectaría en diferente grado a las estructuras de muros portantes.

Elemento a considerar	Distorsión angular ( $\beta$ )
Paredes de carga con hundimiento cóncavo	L/1000
Paredes de carga con hundimiento convexo	L/2000

**Tabla 2.2.c Límite máximo de las distorsiones considerando la forma de hundimiento definido por Meyerhof (1982)**

#### 2.2.4. POLSHIN & TOKAR (1957)

Paralelamente, **Polshin & Tokar** (1957) introdujeron el concepto de ratio de deflexión. La aparición de este concepto, provoca diferencias significativas en la definición de los asientos admisibles respecto los propuestos por Skempton & MacDonald.

En primer lugar se diferencia las estructuras de pórticos de los muros de carga, se tratan por separado.

Para las estructuras de pórticos se tiene en cuenta el asiento diferencial entre pilares adyacentes. Limitan los valores de esta deformación en L/500 para estructuras porticadas con cerramientos, y L/200 en estructuras también porticadas pero sin cerramientos.

En el caso de estructuras de muros de carga determinan que la máximo ratio de deflexión al que se puede someter a este tipo de estructuras sin provocar daños estructurales, depende de la deformación por tracción en los muros.

Adoptan valores más restrictivos que Skempton & MacDonald, y especifican que el ratio de deflexión al que se producen grietas en paredes de carga viene condicionado con la relación entre L y H, siendo éstas las medidas de longitud y altura de la pared. De esta manera como mayor sea la relación L/H mayor será la magnitud del ratio de deflexión.

Este planteamiento, como se observará más adelante en este mismo capítulo, será clave en los trabajos de investigación de Burland & wroth.

### 2.2.5. BJERRUM (1963)

Junto con la base de datos elaborada por Skempton & MacDonald, **Bjerrum** (1963) vuelve a proponer nuevos límites en base a un estudio de más casos reales realizando las siguientes relaciones de aparición de daños según la distorsión angular observada:

Elemento / daño	Distorsión angular ( $\beta$ )
Daños estructurales	L/150
Inclinación edificios en altura	L/250
Primeras grietas	L/300
Límite inicio fisuras	L/500
Peligro en pórticos con diagonales	L/600
Dificultades en edificios con maquinaria sensible	L/750

**Tabla 2.2.d Límite máximo de las distorsiones admisibles según elemento a considerar definido por Bjerrum (1963)**

### 2.2.6. BURLAND & WROTH (1974)

Para comprobar cómo afectan los desplazamientos que se producen en puntos característicos de los edificios a nivel de cimentación, **Burland & Wroth** (1974) llevan a cabo un estudio empírico para elaborar una clasificación de los daños.

Esta clasificación de daños se divide en tres categorías que parten de diferentes factores subjetivos:

- Daño arquitectónico      relacionados con el aspecto visual o estético
- Daño funcional            afectación de la estructura
- Daño estructural          posible afectación en la estabilidad del edificio

El mismo **Burland** (1977) introduce nuevos parámetros en la clasificación para poder caracterizarla más profundamente cada una de sus categorías. Estas tres categorías las terminan dividiendo en seis subcategorías según la severidad del daño producido, y se refieren a la dificultad de su reparación.

Esta última clasificación es la que se presenta en la siguiente tabla:

Categoría daño	Grado severidad	Descripción	Ancho fisura	Reparación
<b>0</b>	Negligible		< 0,1mm	
<b>1</b>	Muy leve	- daños sobre acabos en paredes internas  - posibles fisuras exteriores en fachadas de fábrica	< 1mm	- fácil reparación con productos normales
<b>2</b>	Leve	- fisuras en fachadas - ventanas y puertas ligeramente descajadas	< 5mm	- fisuras fáciles de rellenar - reparación de fisuras para evitar la agresividad del ambiente
<b>3</b>	Moderado	- ventanas y puertas descajadas - instalaciones con posibles fracturas	< 15mm	- reabrir fisuras y reparar con masilla - posible reposición de piezas de fábrica
<b>4</b>	Grave	- ventanas y puertas distorsionadas - pavimentos afectados - paredes y muros deformados - pérdida de capacidad estructural en vigas - instalaciones muy afectadas	<25mm	- reparación extensiva incluyendo derribos parciales de muros especialmente encima ventanas y puertas

<b>5</b>	Muy grave	<ul style="list-style-type: none"> <li>- pérdida de capacidad estructural en vigas</li> <li>- muros y paredes que necesitan apuntalamiento</li> <li>- ventanas rotas</li> <li>- peligro de inestabilidad</li> </ul>	>25mm	<ul style="list-style-type: none"> <li>- trabajo de reparación importante con reconstrucción parcial o completa</li> </ul>
----------	-----------	---	-------	--

**Tabla 2.2.e Cuadro clasificación grado severidad daño**

En la tabla anterior se definen las seis categorías de daño, de 0 a 5, las que corresponderían a:

- Categorías 0 a 2: daños arquitectónicos
- Categorías 3 a 4: daños funcionales
- Categoría 5: daños estructurales

Hasta la categoría 2, Burland & Wroth comentan que los daños pueden ser producidos por diferente casuística, pero a partir de la categoría 3, en general, los daños suelen estar relacionados con los movimientos del terreno.

Se debe tener en cuenta que el ancho de fisura que se muestra en la tabla, se trata más de un indicador adicional que un parámetro directo, y que esta clasificación se elabora únicamente para edificios de fábrica, e incluso que, el grado de severidad que indica la propia tabla sólo se aplica a edificios de viviendas o de oficinas.

Siguiendo los estudios elaborados por Polshin & Tokar (1957), mencionados en el punto anterior, Burland & Wroth (1974) analizan una serie importante de casos reales, y comprueban como el inicio visible del daño en estructuras está directamente relacionado con la deformación a tracción.

A raíz de estas comprobaciones definen el concepto como deformación crítica de tracción ( $\epsilon_{crit}$ ), del que realizan las siguientes observaciones:

1.  $\epsilon_{crit}$ , es parecido para varios tipos de fábrica y oscila entre el 0,05% i el 0,1%
2. Para vigas de hormigón armado el principio de fisuración provocada por la deformación a tracción, empieza en tensiones más bajas 0,03% y 0,05%
3. Los valores expuestos de  $\epsilon_{crit}$  son superiores a las deformaciones que producen la rotura del material.
4. El comienzo de las grietas no representa una limitación de servicio. Si está controlado se puede permitir deformaciones más allá del inicio de éstas.

**Burland et al** (1977) sustituyen este concepto por la de deformación límite a tracción ( $\epsilon_{lim}$ ), de modo que puede ser utilizado como parámetro de servicio, y por lo tanto, puede variar en función del material y de los límites de servicio establecidos para cada tipología edificatoria (constructiva y/o estructural).

Por otro lado **Burland & Wroth** (1974) i **Burland et al** (1977) usan el mismo concepto de deformación límite de tracción para estudiar la generación de fisuras sobre vigas elásticas sometidas a deformaciones.

Con estos estudios demuestran que el modelo de viga equivalente da resultados muy similares a los casos reales analizados.

El modelo de viga equivalente en el que Burland & Wroth basan sus estudios, se caracteriza por realizar una analogía entre el edificio y una viga biapoyada.

Se modela el edificio como si este fuera una viga, como se muestra en la figura siguiente.

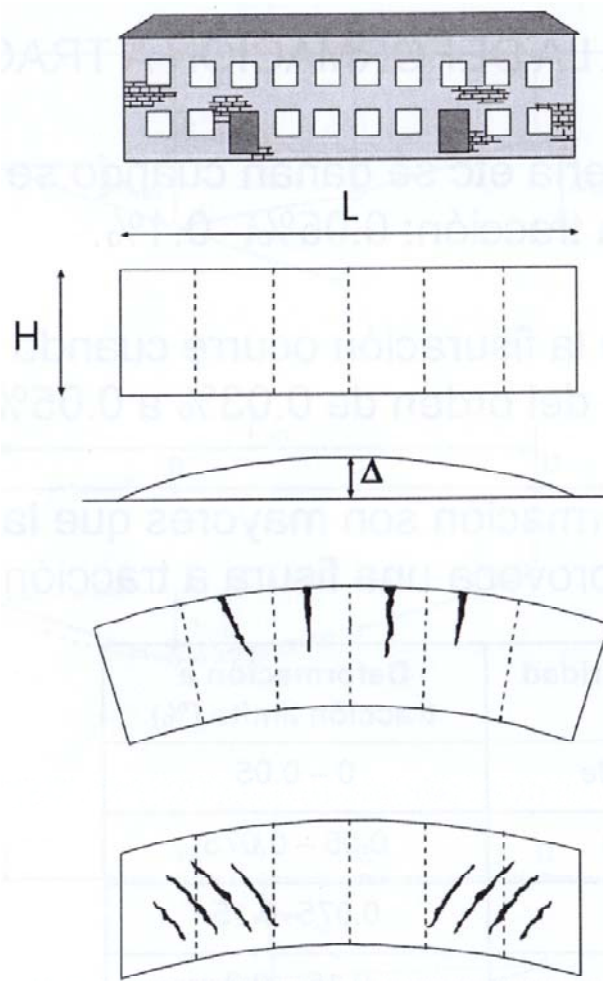


Figura 2.2.h Modelo de viga equivalente (Burland & Wroth 1974)

Las dimensiones de la viga equivalente serán las mismas que las del edificio a analizar, sin tener en cuenta en ningún momento los huecos de ventanas y puertas, ni su posición dentro del edificio. Así pues se define como un único elemento homogéneo.

De esta manera se llega a determinar la deformación media a tracción, imponiendo a la viga equivalente la deformación causada por la aplicación de una carga puntual central.

Esta deformación se obtiene a partir de la ecuación inicial de **Timoshenko** (1957) de deformación de una viga biapoyada con una carga puntual central:

$$\Delta = \frac{P \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I} \cdot \left( 1 + \frac{18 \cdot E \cdot I}{L^2 \cdot H \cdot G} \right)$$

Dónde:

$\Delta$ = deflexión relativa  
P= carga  
L= longitud viga  
E= módulo elasticidad longitudinal  
I= inercia  
H= altura viga  
G= módulo elasticidad transversal

La deformación crítica de tracción se puede producir de dos maneras, como se expresa en la figura anterior: por flexión o por cortante.

En el primer caso la tracción crítica se origina en las fibra extrema de la parte superior (o inferior en función de si la deformación es cóncava o convexa), y produce las fisuras perpendiculares al eje de la viga.

En el segundo caso la tracción se origina en el eje neutro de la viga, produciéndose las fisuras en diagonal.

Habitualmente ambas actúan simultáneamente y se debe conocer cual de las dos será más crítica en cada caso.

Como se muestra en la gráfica siguiente, en general, dependiendo de la relación entre la altura y la longitud del edificio (L/H), la influencia de deformaciones por cortante o por flexión varia.

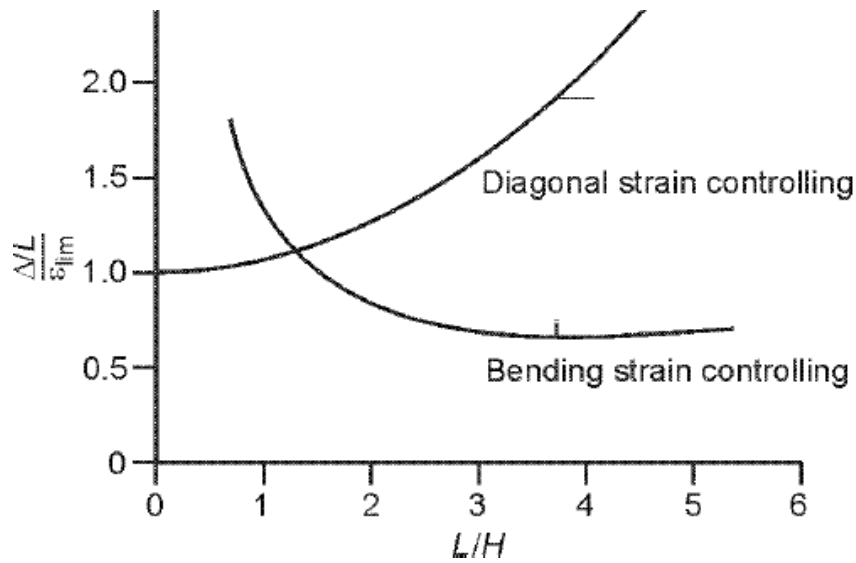


Figura 2.2.i Relación entre L/H y las deformaciones para cortante o flexión

La relación entre las dimensiones del edificio toma importancia y de ella dependerá cual de los dos modos será más crítica.

Edificios con una relación L/H superior a 1, se verán afectados principalmente por deformaciones a flexión, al contrario que para edificios esbeltos donde la relación L/H es baja, los cuales se verán más afectados por deformaciones de cortante.

Los estudios que realizan Burland y otros autores se basan siempre en una relación L/H equivalente a la unidad.

Como se ve en el gráfico, es la relación entera más cercana a la intersección entre las deformaciones de los dos tipos.

Este aspecto será fundamental y discutido en el próximo capítulo.

Las bases de las que se sirven los autores para elaborar las gráficas de deformaciones se fundamentan en ecuaciones que implican por un lado las características físicas del edificio, altura (H) y longitud (L); y las características de los materiales, donde interviene el módulo de elasticidad longitudinal (E), el módulo de elasticidad transversal (G), y el coeficiente de Poisson ( $\nu$ ).

Transforman la ecuación anterior y le introducen los conceptos de deformación a flexión y a cortante obteniendo la siguiente formulación:



$$\frac{\Delta}{L} = \left[ \frac{L}{12 \cdot H} + \frac{3 \cdot I}{2 \cdot H^2 \cdot L} \cdot \frac{E}{G} \right] \cdot \epsilon_{b\max} \quad \text{y} \quad \frac{\Delta}{L} = \left[ 1 + \frac{H \cdot L^2}{18 \cdot I} \cdot \frac{G}{E} \right] \cdot \epsilon_{d\max}$$

Dónde:

$\Delta/L$ = ratio de deflexión

L= longitud viga

E= módulo elasticidad longitudinal

I= inercia  $H^3/3$

H= altura viga

G= módulo elasticidad transversal

$\epsilon_{b\max}$ = máxima deformación fibra extrema

$\epsilon_{d\max}$ = máxima deformación diagonal

Para simplificar los estudios en la mayoría de casos se analizan edificios con una relación  $E/G=2,6$ , con un coeficiente de poisson de 0,3, y una relación  $L/H=1$ , ya comentada anteriormente.

Dichos valores están basados en un tipo muy concreto de edificio: muros de carga de fábrica cerámica, que es el tipo más estudiado en todas las investigaciones anteriores.

Posteriormente, se desarrolla mediante el análisis de casos reales, se elabora la siguiente tabla que relaciona la deformación límite a tracción con las seis categorías de daño:

Categoría de daño	Grado de severidad	Deformación límite a tracción (%)
<b>0</b>	Negligible	0 – 0,05
<b>1</b>	Muy leve	0,05 – 0,075
<b>2</b>	Leve	0,075 – 0,15
<b>3</b>	Moderado	0,15 – 0,30
<b>4 a 5</b>	Grave a muy grave	> 0,3

**Tabla 2.2.j Relación entre el grado de severidad y la deformación límite a tracción**

Partiendo los valores de  $\epsilon_{lim}$  asociados con las diferentes categorías de daño de la tabla anterior, se puede elaborar el diagrama de interacción que muestra la relación entre  $\Delta/L$  y  $\epsilon_h$  para un valor determinado de  $L/H$ , en este caso  $L/H=1$ , Burland propone el siguiente gráfico de daño para este tipo de edificios, en el que se marca las diferentes categorías de daño, antes comentadas,

relacionadas con la deformación horizontal ( $\varepsilon_{lim}$ ) y el ratio de deflexión ( $\Delta/L$ ), a las que se producen.

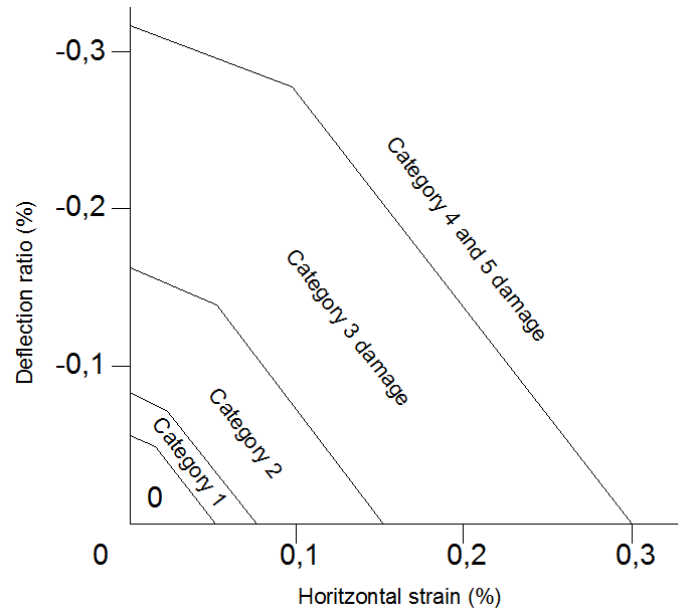


Figura 2.2.k Gráfico de daño propuesto por Burland (2001)

### 2.2.7. BOSCARDIN & CORDING (1989)

El diagrama que propone Burland es directamente comparable al diagrama que se muestra a continuación desarrollado por **Boscardin & Cording** (1989).

Boscardin & Cording introducen el concepto de distorsión angular ( $\beta$ ), en lugar del ratio de deflexión ( $\Delta/L$ ) utilizado hasta ahora, como parámetro para relacionar con la deformación crítica de tracción.

Cabe resaltar que existe una diferencia entre ambos parámetros, siendo la distorsión angular es mayor que el ratio de deflexión. La relación se encuentra alrededor de  $\beta = 2\Delta/L$ . Boscardin & Cording llegan a esta conclusión para valores típicos de  $L/H$  y de  $E/G$ .

Se debe advertir que los ejes están girados respecto el gráfico de Burland:

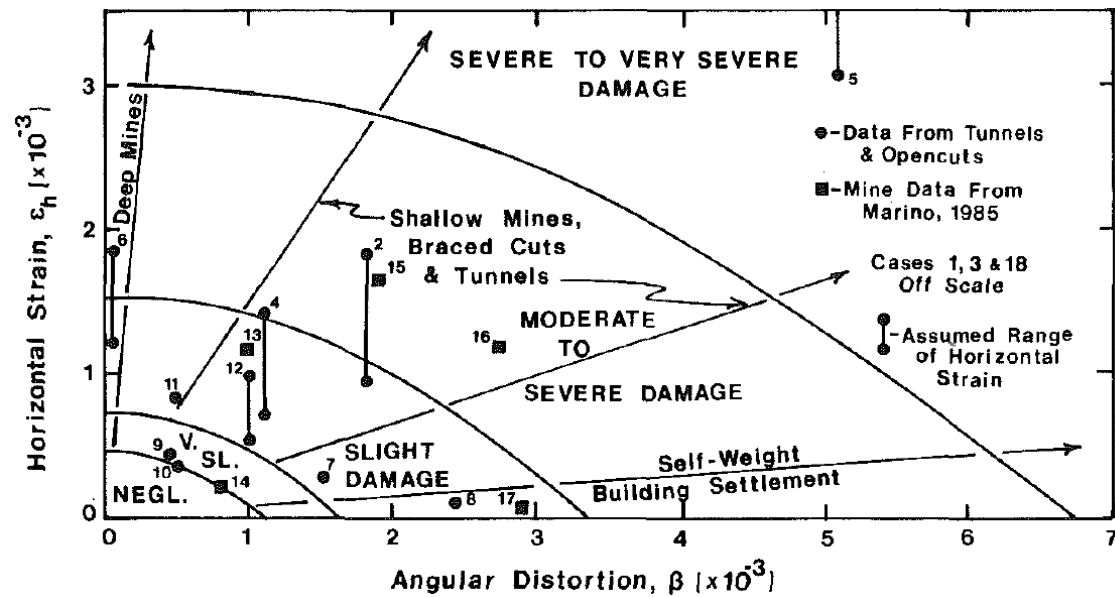


Figura 2.2.1 Gráfico de daño propuesto por Boscardin & Cording (1989)

Este diagrama como en el caso del diagrama de Burland se realiza mediante el estudio de la viga elástica descrita anteriormente, con una relación  $L/H$  equivalente a la unidad y considerando el eje neutral de ésta en la fibra extrema inferior.

Concluyen que las tensiones horizontales afectan a las estructuras estudiadas de tal modo que disminuyen su capacidad para hacer frente a los asentamientos diferenciales producidos por las distorsiones angulares.

### 2.2.8. SON & CORDING (2005)

Son y Cording (2005), como muchos otros autores, parten de los criterios de daño desarrollados por Burland y posteriormente también estudiados y modificados por Boscardin & Cording.

Como en los casos anteriores, los criterios de daño utilizados se basan en edificios con relaciones  $L/H=1$  y  $E/G=2,6$ .

Según Son, con un pequeño cambio en la formulación utilizada por Boscardin & Cording, se puede llegar a generalizar el criterio de daño para que no sea dependiente de  $L/H$  ni  $E/G$ ; según el criterio siguiente:

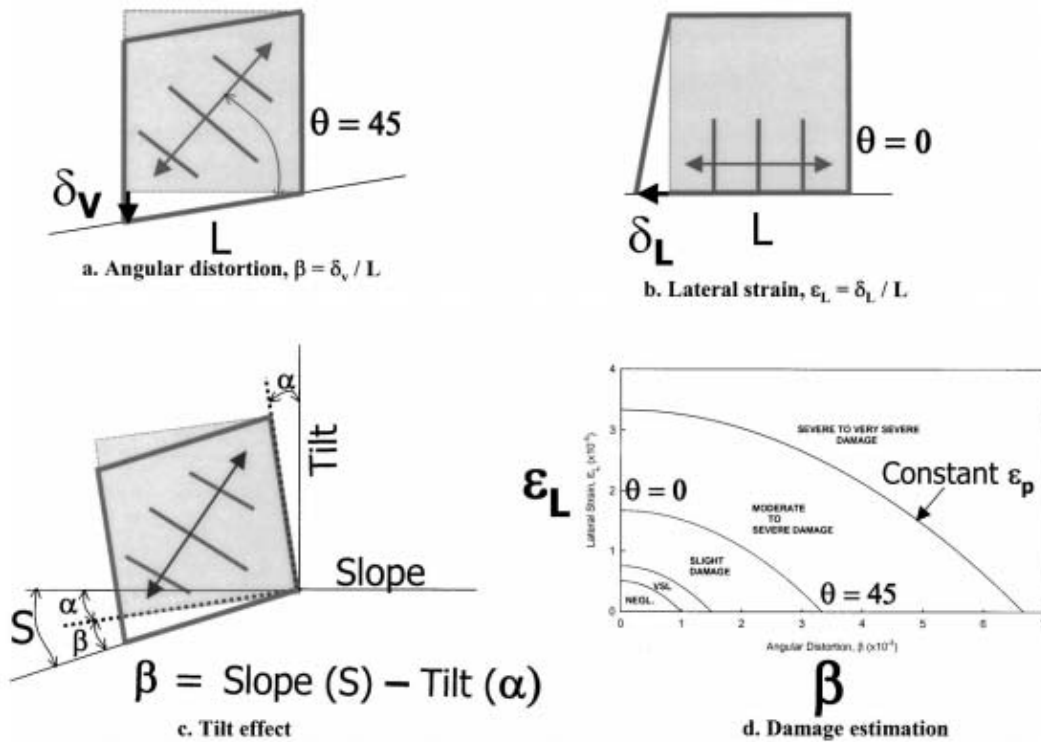


Fig. 7. State of strain at point or average state of strain in distorting portion of structure

Figura 2.2.m Criterios propuestos por Son (2009)

Según comentarios de Son, utilizando este criterio se puede llegar a analizar un edificio unitario ficticio, al cual se le imponen los movimientos del suelo en la base, produciendo una tensión lateral de tracción y una distorsión angular.

El criterio lo basa en el concepto que la estructura se deformará por culpa de una distorsión angular y de una tensión lateral a tracción, y que la máxima tensión que tendrá la estructura será la resultante entre estos dos parámetros que situaran el edificio dentro de un rango de daño u otro.

La deformación resultante seguirá la formulación que Son nos presenta en su artículo:

$$\epsilon_p = \epsilon_L \cdot \cos^2 \theta_{\max} + \beta \cdot \sin \theta_{\max} \cdot \cos \theta_{\max} \quad \text{y} \quad \tan(2 \cdot \theta_{\max}) = \frac{\beta}{\epsilon_L}$$

Siguiendo este criterio, Son estudia diferentes combinaciones de distorsiones angulares y tensiones laterales de tracción, obteniendo como resultados la situación de cada uno de los edificios dentro del gráfico de estimación de daños y permitiendo clasificar el tipo de actuación a realizar.

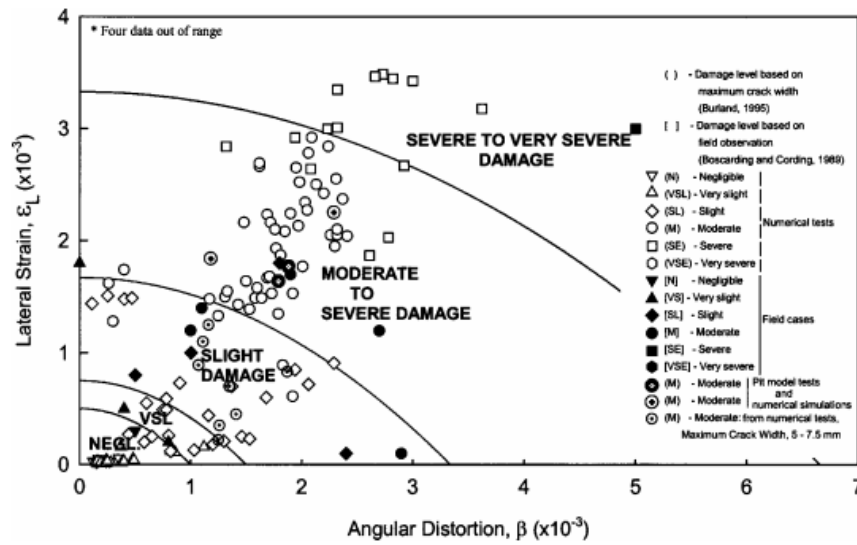
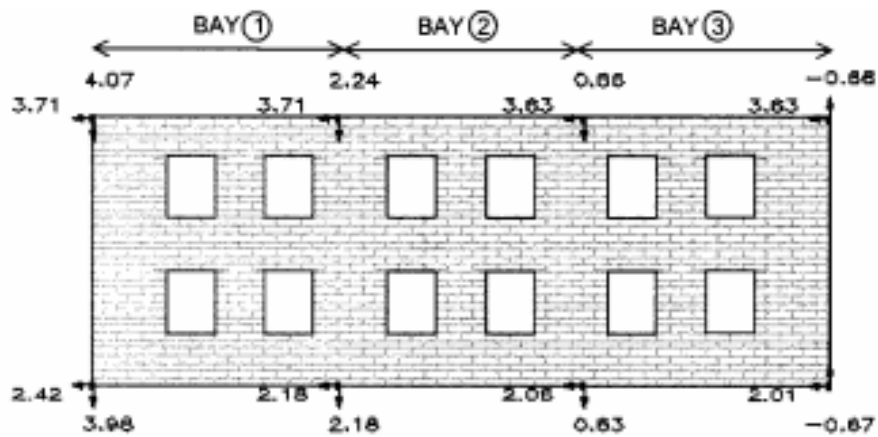


Figura 2.2.n Gráfico estudio realizado por Son (2009)

Con el fin de conocer tanto la distorsión angular como la deformación lateral de tracción, Son se centra en los desplazamientos verticales y horizontales sobre cuatro puntos del edificio, obteniendo el diferencial respecto la geometría el edificio.



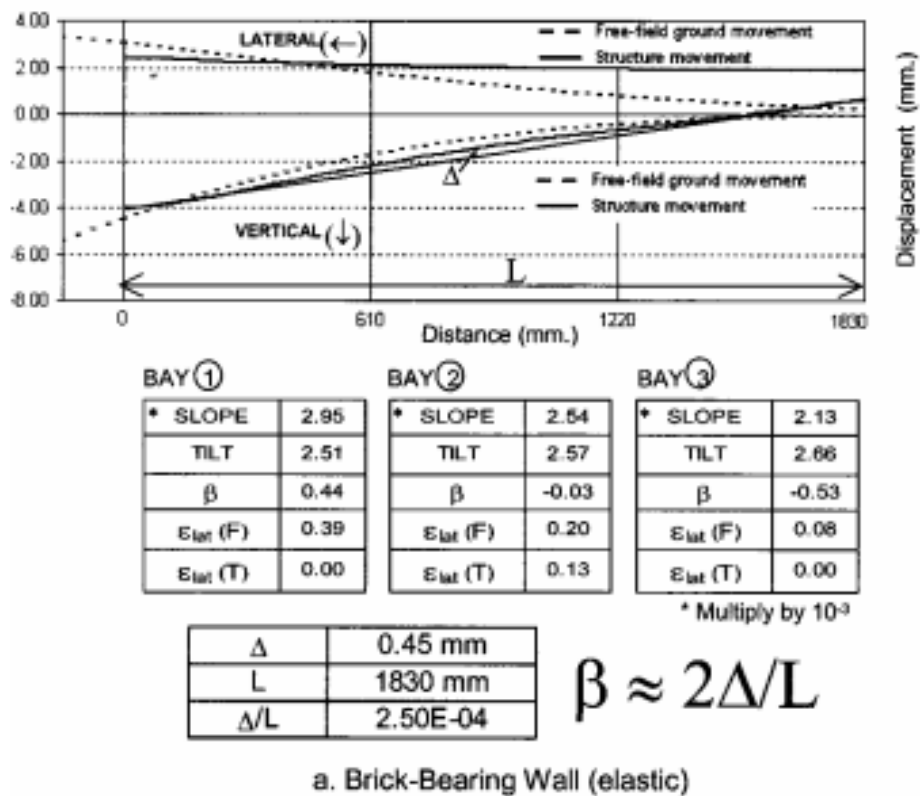


Figura 2.2.o Desplazamientos producidos en un modelo de estudio Son (2009)

Como expone el mismo Son, la distorsión angular viene definida por la pendiente y la inclinación que haya padecido el muro, y estos dos parámetros por los desplazamientos que se producen.

La deformación lateral de tracción se obtiene de la misma manera, con el análisis de desplazamientos horizontales que se producen, tanto en la parte superior del muro como en la base.

## 2.2.9. RESUMEN

A continuación se muestra tabla resumen con los criterios límite descritos para cada uno de los autores anteriores.

Autores	Año	Descripción	Límite distorsión ( $\beta$ )
<b>Skempton &amp; MacDonald</b>	1956	Límite de seguridad por fisuración	L/500
		Fisuras en muros de cerramiento/muros de carga	L/300
		Daños estructurales en pilares y bigas	L/150
<b>Meyerhof</b>	1956	Fisuras en muros de fábrica	L/1000
		Fisuras en pórticos rellenos	L/250
		Fisuras en pilares y bigas de pórticos	L/250
<b>Polshin &amp; Tokar</b>	1957	Fisuras en paredes de pórticos	L/500
		Fisuras en columnas de fábrica	L/1000
		Fisuras en elementos secundarios	L/200
		Límite por desplome en estructuras rígidas	L/250
<b>Peck</b>	1960	Muros de fábrica cerámica y bloque	L/650
		Muros de piedra monumental	L/480
		Pórticos de hormigón y acero	L/240
<b>Bjerrum</b>	1963	Peligro en maquinaria sensible	L/750
		Peligro en pórticos con diagonales	L/600
		Límite de seguridad para fisuras	L/500
		Inicio de fisuras en muros	L/300
		Desplome visible en edificios rígidos	L/250
		Fisuras considerables en muros de fábrica	L/150
		Límite de seguridad en muros flexibles $L/H > 4$	L/150
Límite para daños estructurales generalizados	L/150		
<b>Meyerhof</b>	1982	Límite para hundimiento cóncavo de muros de carga	L/1000
		Límite para hundimiento convexo de muros de carga	L/2000

**Tabla 2.2.f Resumen valores descritos por los autores como máximas distorsiones angulares admisibles.**

Finalmente analizando los gráficos propuestos por **Boscardin & Cording** (1989), se puede llegar a establecer qué relación tiene la distorsión angular por un lado y la deformación lateral de tracción por el otro, con la categoría de daño que puede afectar a la edificación.

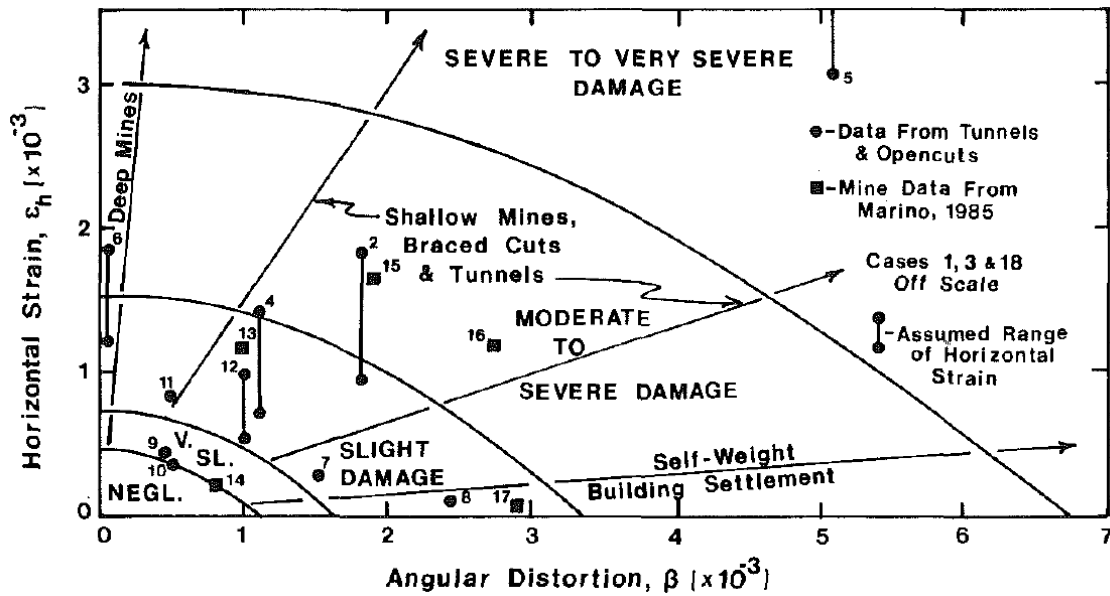


Figura 2.2.p Gráfico de daño propuesto por Boscardin & Cording (1989)

Así pues desde el punto de vista de la distorsión angular obtenemos el siguiente relación de distorsiones con el nivel de daño que se produce, teniendo siempre presente que el estudio se realiza para relaciones  $L/H=1$  y  $E/G=2,6$ .

En este caso se parte de una deformación lateral a tracción nula, que no modifica la tensión final que se obtiene y que pueda afectar el resultado.

Categoría de daño	Distorsión angular
Negligible	$\beta < 1/1000$
Muy leve	$1/1000 < \beta < 1/600$
Leve	$1/600 < \beta < 1/300$
Moderado	$1/300 < \beta < 1/150$
Grave a muy grave	$\beta > 1/150$

Tabla 2.2.g Relación categoría daños y distorsiones angulares que las provocan



Del mismo modo se puede operar para ver qué deformaciones laterales a tracción producen cada una de las categorías de daño.

Como se ha comentado en el momento de valorar las distorsiones angulares, no se tiene en cuenta éstas últimas para extraer los valores indicados.

<b>Categoría de daño</b>	$\square_h$
<b>Negligible</b>	$\square_h < 1/2000$
<b>Muy leve</b>	$1/2000 < \square_h < 1/1300$
<b>Leve</b>	$1/1300 < \square_h < 1/600$
<b>Moderado</b>	$1/600 < \square_h < 1/300$
<b>Grave a muy grave</b>	$\square_h > 1/300$

**Tabla 2.2.h Relación categoría daños y tensiones laterales tracción que las provocan**

### **2.3. RESUMEN**

Como se ha podido comprobar hay una gran cantidad de consideraciones a tener en cuenta para estimar la afectación de los edificios provocados por los asientos en el trasdós de las contenciones.

Aunque no todas las consideraciones a tener en cuenta tienen la misma importancia, se debe relativizar según el caso en concreto.

Así pues hemos visto como los asientos que se producen tienen mucho que ver con la tipología de la contención, ya sea por su geometría, apoyos, etc, que pueden producir una geometría u otra de asentamiento.

A su vez el tipo de terreno también tendrá influencia en la magnitud del asiento y por lo tanto directamente sobre los edificios.

También se ha podido comprobar que la tipología edificatoria determinará, hasta cierto punto, la sensibilidad y afectación del edificio al ser sometido a los movimientos del terreno.

En el apartado correspondiente a las bases de análisis se establecen las variables a tener en cuenta en el estudio paramétrico que se pretende llevar a cabo.

**CAPÍTULO III**  
**ESTUDIO TEÓRICO – BASES DEL ANÁLISIS**



## CAPÍTULO III – ESTUDIO TEÓRICO – BASES DE ANÁLISIS

<b>3. ESTUDIO TEÓRICO .....</b>	<b>73</b>
<b>3.1. DEFINICIÓN DE ARQUETIPOS .....</b>	<b>74</b>
3.1.1. EDIFICIO CON MUROS DE CARGA DE FÁBRICA MIXTA - s.XVIII .....	74
3.1.2. EDIFICIO PAREDES DE CARGA DE OBRA DE FÁBRICA CERÁMICA - s.XIX .....	82
3.1.3. EDIFICIO DE PILARES Y PLACAS RÍGIDO – S.XX .....	89
3.1.4. EDIFICIO DE PILARES Y PLACAS FLEXIBLE – S.XXI .....	92
3.1.5. RESUMEN DE ARQUETIPOS Y DE MODELOS .....	96
<b>3.2. DETERMINACIÓN DE LOS MATERIALES .....</b>	<b>97</b>
3.2.1. OBRA FÁBRICA .....	97
3.2.2. MADERA .....	103
3.2.3. FUNDICIÓN .....	105
3.2.4. ACERO .....	107
3.2.5. HORMIGÓN ARMADO .....	109
3.2.6. HORMIGÓN CICLÓPEO .....	111
<b>3.3. COMPORTAMIENTO A ROTURA DE LA OBRA DE FÁBRICA .....</b>	<b>112</b>
3.3.1. ANISOTROPÍA DE LA OBRA DE FÁBRICA .....	112
3.3.2. MODELO DE FRACTURA COHESIVA .....	115
3.3.3. ZONA PLÁSTICA DEL FRENTE DE GRIETA .....	117
<b>3.4. RIGIDECES DE LA VIGA EQUIVALENTE .....</b>	<b>121</b>
3.4.1. FORJADOS EQUIVALENTES .....	122

3.4.1.1.	Forjado Arquetipo I:.....	122
3.4.1.2.	Forjado Arquetipo II: .....	124
3.4.1.3.	Forjado Arquetipo III: .....	126
3.4.1.4.	Forjado Arquetipo IV: .....	127
3.4.2.	PAREDES EQUIVALENTES .....	128
3.4.2.1.	Arquetipo I.....	128
3.4.2.2.	Arquetipo II.....	133
3.4.2.3.	Arquetipo III.....	142
3.4.2.4.	Arquetipo IV .....	149
3.4.3.	RIGIDECES AXIAL Y FLEXIÓN .....	149
3.4.3.1.	Arquetipo I.....	150
3.4.3.2.	Arquetipo II.....	151
3.4.3.3.	Arquetipo III.....	152
3.4.3.4.	Arquetipo IV .....	153
3.4.4.	RESUMEN GLOBAL DE RIGIDECES EQUIVALENTES .....	153
<b>3.5.</b>	<b>.....CARGAS EN LA VIGA EQUIVALENTE</b>	<b>155</b>
3.5.1.	ARQUETIPO I.....	156
3.5.1.1.	Modelo I.1 .....	156
3.5.1.2.	Modelo I.3 .....	157
3.5.1.3.	Modelo I.5 .....	158
3.5.2.	ARQUETIPO II .....	159
3.5.2.1.	Modelo II.3 .....	160
3.5.2.2.	Modelo II.5 .....	161
3.5.2.3.	Modelo II.7 .....	162
3.5.3.	ARQUETIPO III.....	163
3.5.3.1.	Modelo III.3 .....	164
3.5.3.2.	Modelo III.5 .....	165
3.5.3.3.	Modelo III.7 .....	167
3.5.4.	ARQUETIPO IV.....	168
3.5.4.1.	Modelo IV.3.....	169
3.5.4.2.	Modelo IV.5.....	170
3.5.4.3.	Modelo IV.7 .....	171
<b>3.6.</b>	<b>.....DEFORMACIÓN DEL TERRENO</b>	<b>173</b>
<b>3.7.</b>	<b>.....DESARROLLO DE LOS CRITERIOS DE SENSIBILIDAD</b>	<b>180</b>

3.7.1. ANÁLISIS GRÁFICOS BURLAND – BOSCARDIN & CORDING.....	180
3.7.2. DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS MATERIALES E – G .....	185
3.7.3. DETERMINACIÓN DE LA DEFORMACIÓN HORIZONTAL MÁXIMA.....	187
<b>3.8. ....</b>	<b>RESUMEN</b>
.....	<b>190</b>





### **3. ESTUDIO TEÓRICO**

Como paso previo al estudio paramétrico, se debe desarrollar con amplitud algunos puntos expuestos en el capítulo anterior que serán muy importantes en el análisis práctico que se quiere llevar a cabo en el capítulo siguiente de esta tesis.

Así pues en este capítulo se estudiarán los siguientes puntos:

- Arquetipos; donde se analizarán las tipologías edificatorias que conviven en nuestras ciudades hoy en día, y que por lo tanto pueden ser fácilmente objeto de esta tesis.
- Materiales; la casuística tipológica también conlleva disparidad de materiales y sistemas constructivos a tener en cuenta.
- Vigas equivalentes; este punto correspondería, por concepto, al libro I de esta tesis, pero se sitúa justo aquí debido a que deriva por su naturaleza a la definición de una tipología edificatoria y a la determinación de unos materiales concretos, que se analizan en los puntos anteriores.
- Deformación del suelo; punto que proviene directamente del apartado “2.1 Estudio de los asentamientos” del capítulo anterior, y que nos enlaza con parte de los resultados obtenidos en el libro I de esta tesis, sobre el comportamiento del suelo en el trasdós de la pantalla ejecutada; y que se analizarán y utilizarán posteriormente en el análisis práctico.
- Criterios de sensibilidad; en este caso se desarrolla el apartado “2.2 La afectación y sensibilidad de los edificios” también del capítulo II como en el caso anterior, y que es parte muy importante de este segundo libro.

### 3.1. DEFINICIÓN DE ARQUETIPOS

En referencia a la geometría de los edificios, nos encontramos con ciudades donde conviven edificaciones de diferentes épocas que se van adaptando a los cambios de vida de la población, y que por consiguiente tienen diferencias notables en sus sistemas constructivos y en la definición de los propios edificios. Este abanico de geometrías y su evolución viene marcada por los materiales utilizados y la tipología estructural de cada caso.

Nos encontramos con un parque edificatorio, con la presencia del edificio más simple de PB+1, como serían las casas de muchos pueblos y ciudades, hasta los edificios de mayor altura como los de PB+7, de diferentes tipologías estructurales, ya adaptados a la vida cotidiana de las ciudades modernas.

Sería conveniente definir las geometrías que se considerarán en el estudio y que responderán a la realidad de ciudades como Barcelona o Madrid. Para poder tener diferentes situaciones, se proponen cuatro tipologías a estudiar, todas ellas edificaciones entre medianeras, de entre las cuales se analizará un arquetipo de cada una de las tipologías.

Estos arquetipos genéricos se clasifican en función de la tipología estructural y la tipología de los cerramientos. En el primer caso, se considera la rigidez de la estructura y en el segundo, la sensibilidad y fragilidad de los materiales de fachada y cerramientos interiores.

Su clasificación se relaciona, de forma muy aproximada, con las diferentes etapas históricas de nuestro parque edificatorio.

#### 3.1.1. EDIFICIO CON MUROS DE CARGA DE FÁBRICA MIXTA - "CASA DE CÓS" S.XVIII

Correspondería a la casa tradicional urbana de pueblos y ciudades de Cataluña desde los inicios del siglo XVIII y que perdura aún en muchos casos. En una edificación que responde a la parcelación habitual de 20 palmos de ancho constituida para las construcciones residenciales urbanas de clase media-baja (comerciantes, artesanos,...). En el caso de Castilla, las ordenanzas y las costumbres urbanísticas son más variables y no establecen un paradigma tan claro. El caso más característico sería el de las "casas a la malicia" descrito en **González Esteban** (2001), con un crecimiento singular para poder escapar de determinada normativa, la "regalía de aposento", que constituyó una grave afectación al urbanismo del Madrid de los siglos XVI y XVII.

En este sentido, al ser una anomalía, no se tendrá en cuenta y nos concentraremos en la "casa de cós", mucho más genérica.

Estructuralmente, el arquetipo se basa en un esquema sencillo de paredes de carga y forjados unidireccionales, formando una sola crujía estructural.

Las paredes de carga de ladrillo, se sitúan como paredes medianeras y sobre éstas se apoyan las vigas de madera que conforman los forjados, juntamente con los revoltones cerámicos.

No existen paredes de riostra interiores, que ayuden a la estabilidad global del edificio, solamente se puede considerar la riostra en paredes de fachada.

Tienen un comportamiento rígido, aunque las uniones de mortero puedan ser más flexibles. En general, se trata de muros que, una vez lesionados, tienen una respuesta pésima, pues su comportamiento es muy frágil.

Históricamente, Barcelona, como otras ciudades, durante el siglo XVIII pasó de ser una ciudad con poca densidad de población a tener zonas muy densificadas.

La demanda creciente de viviendas en la ciudad construida y delimitada, propició la transformación de las construcciones existentes en forma de crecimiento vertical.

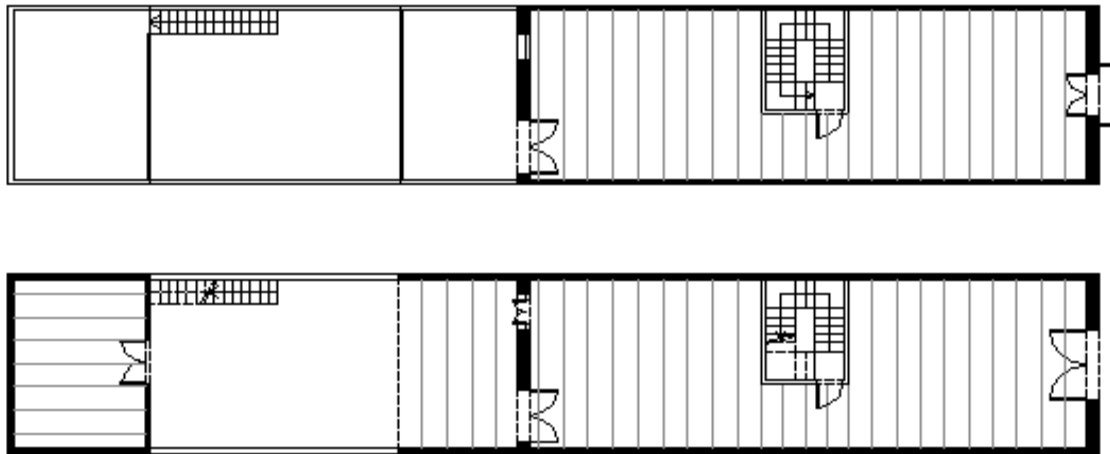
Hacia 1730 dio comienzo el período a partir del cual empezó a crecer el volumen de la ciudad, cuando se produce, por lo tanto, un primer cambio tipológico de los edificios existentes.

La casa artesana hasta este momento había sido básicamente unifamiliar, de planta baja, planta piso y desván, edificada en parcelas estrechas y largas donde la vivienda ocupaba el primer tramo, dejando un patio posterior.

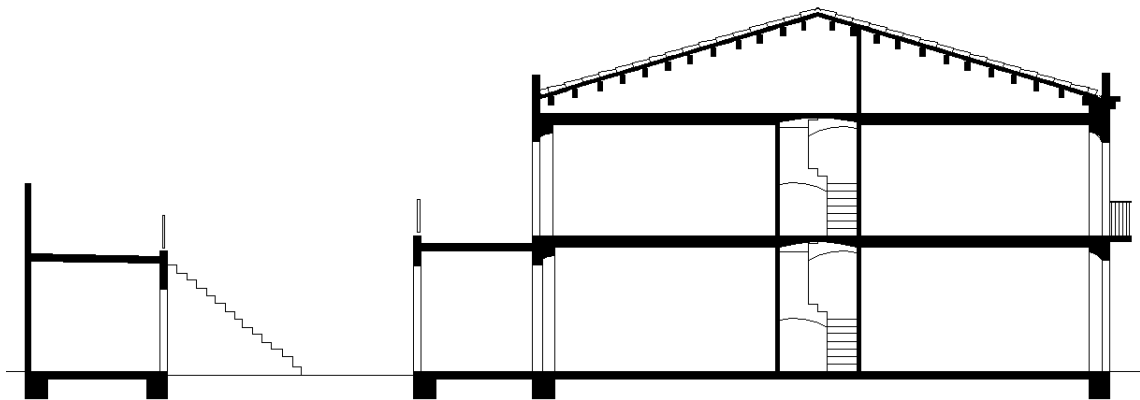
La planta baja normalmente se dedicaba a usos artesanales, industriales, comerciales, etc, y a la cocina, dejando los pisos superiores para las estancias más personales.

La cubierta se resolvía con acabado inclinado dejando por consiguiente el espacio inmediatamente debajo del tejado como desván.

La escalera se ubicaba en una zona central de la casa, detrás del obrador, separando la parte pública de la privada de la vivienda y permitiendo el acceso a los pisos superiores; solía estar estructurada en cuatro tramos.



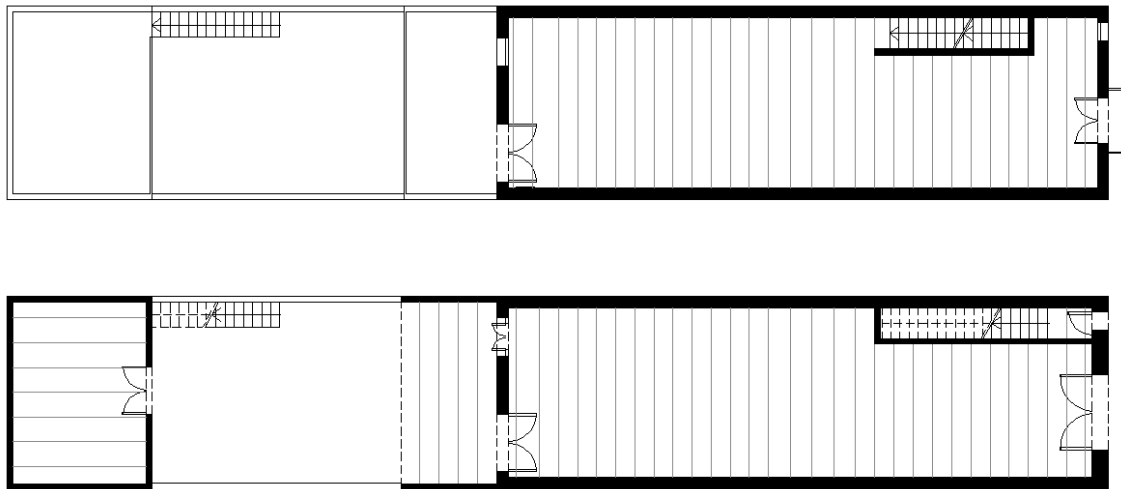
**Figura 3.1.a Plantas tipo casa artesana unifamiliar (planta piso y planta baja)**



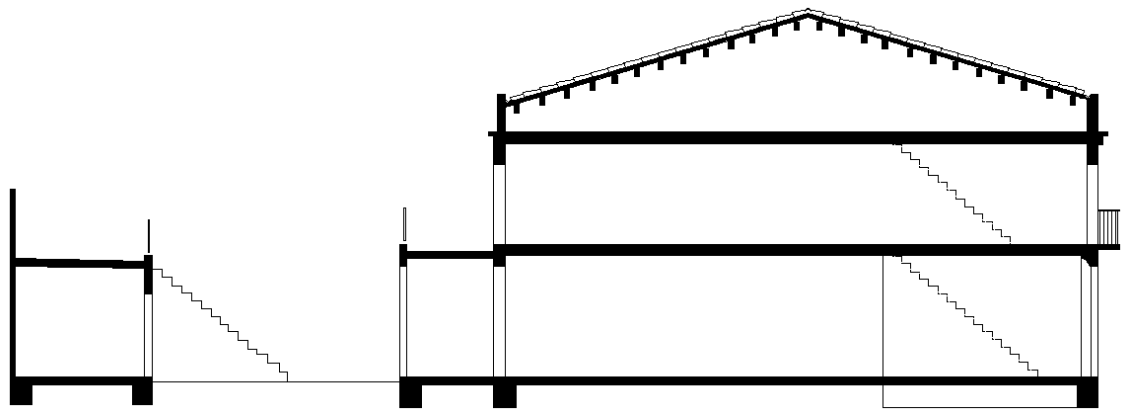
**Figura 3.1.b Sección tipo casa artesana unifamiliar (planta piso y planta baja)**

Una alternativa posterior, cuando apareció la necesidad de densificar los núcleos poblacionales, fue la de posibilitar la ocupación del piso superior para una familia diferente a la propietaria, normalmente en régimen de alquiler.

El cambio más importante que permite esta evolución es la nueva disposición de la escalera, paralela a la pared medianera, con accesos directos desde la calle.



**Figura 3.1.c Plantas tipo casa artesana bi-familiar (Planta piso y planta baja)**



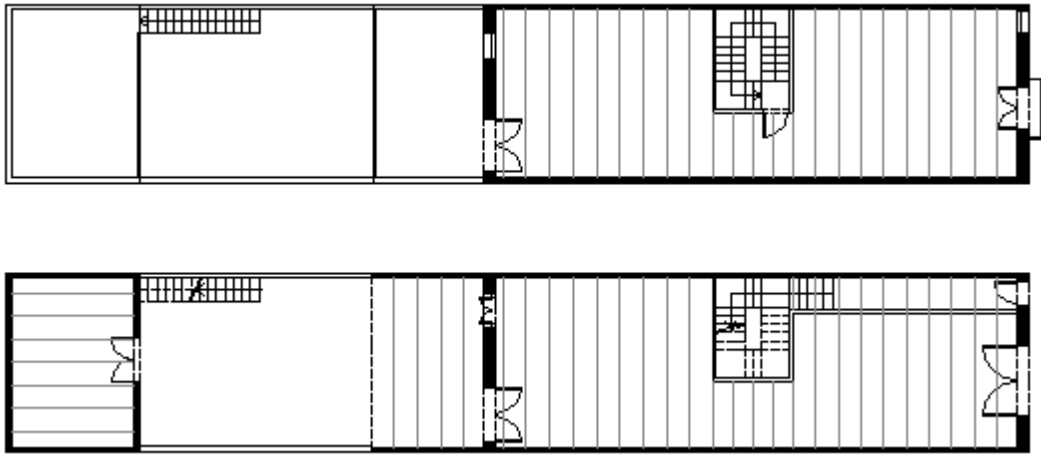
**Figura 3.1.d Sección tipo casa artesana bi-familiar**

Esta disposición elimina la riostra producida por el núcleo de escalera y, al mismo tiempo, debilita extraordinariamente una pared medianera cuando ésta deja de estar vinculada con el forjado. Entre las dos alternativas explicadas, escogeremos la segunda al ser una solución bastante más débil y, por lo tanto, más apropiada para el análisis en seguridad de la edificación que el presente trabajo pretende desarrollar.

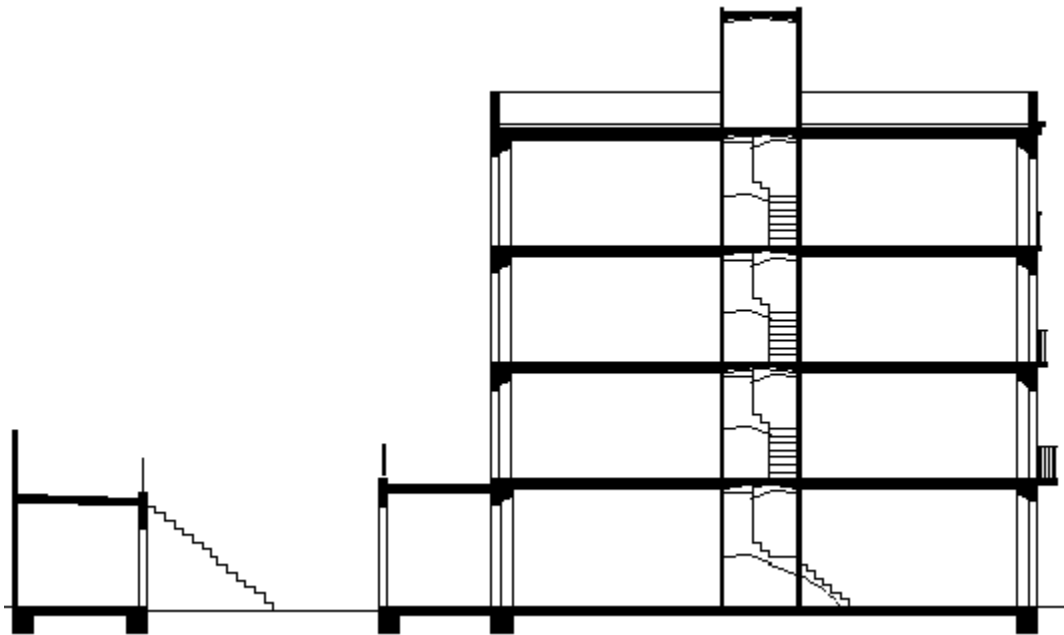
El siguiente paso evolutivo implica que este tipo edificatorio comience a crecer en altura y en profundidad, para pasar a ser un edificio plurifamiliar, con accesos independientes a cada una de las viviendas, y satisfacer así la demanda de vivienda de las ciudades.

El cambio más importante y que permite esta metamorfosis, es otra vez la disposición de la escalera. Ésta recupera la forma de núcleo en todo el edificio,

surgiendo un paso paralelo a las paredes medianeras para poder llegar a la escalera central. De esta manera se sigue permitiendo el acceso independiente desde la calle, tal y como explica **Josep Maria Montaner (1974)**, y promueve una nueva variante tipológica.



**Figura 3.1.e Plantas Arquetipo I - PB+3 (planta piso y planta baja)**



**Figura 3.1.f Sección Arquetipo I - PB+3**

Si nos referimos a la característica geométrica principal de esta tipología, ésta es la anchura del "cós", que oscilaba entre los 4,5/5m, dimensión marcada por la luz máxima que podían cubrir las vigas, la que define el tipo con más determinación.

La profundidad de la edificación es variable y depende sobre todo de la parcela en sí. Encontramos desde profundidades de 10 a 28m, siendo la profundidad de 16m la más usual, obteniendo así unas superficies por planta de unos 80 m<sup>2</sup>.

**Jaume Rosell (1996)**, define que este modelo edificatorio parte de unas características constructivas sencillas, que se repiten en su construcción, y que son las que se enumeran a continuación:

- Cimentaciones:

Son construidas habitualmente con mampostería y mortero de cal, aunque también se pueden encontrar de obra de fábrica cerámica.

Con unos 50/80cm de profundidad y un ancho sobre los 45/60cm, se apoya la pared de carga que en su primer tramo puede ser de piedra o de ladrillo.

- Paredes:

Las paredes pasan de ser de piedra o tapia a ser de ladrillo. El motivo principal es una mayor estabilidad para el edificio que tiene que ganar altura con menos ocupación del interior del espesor, y se pueden clasificar según éste, si bien pueden ser de 45, 30 o 15cm de espesor. Forman parte de la estructura del edificio, ya que conforman los elementos verticales portantes.

Fachadas: El espesor de las fachadas depende de la importancia del muro; en el caso de la planta principal y la planta baja, es de 45cm y se ve reducido a medida que subimos en altura del edificio hasta llegar a los 30cm de espesor. En la fachada posterior y en toda su altura, el espesor es de 30cm.

Tal y como marcaba el "Edicte d'Obreria" de 1771, en la fachada principal, se acostumbra a disponer un zócalo de piedra, y balcones en voladizo mediante losas voladas de piedra o de hierro y baldosa, y barandillas de hierro. Los dinteles y las jambas son de piedra y el resto de muro se ejecuta de obra de fábrica cerámica, revocado y pintado o estucado.

Medianeras: Las paredes medianeras son también habitualmente de obra de fábrica cerámica, con un espesor de 15cm, que funcionan como paredes de carga del edificio. En planta baja, el primer vecino que construya ejecutará una única pared de 30cm maciza que será compartida.

Tabiques: Los tabiques interiores se construyen con ladrillo macizo, y sólo realizan la mera función de separación de espacios interiores. No tienen función estructural.

- Forjados:

Los forjados son unidireccionales con vigas de madera, y pasan de ser entablados, a aparecer los primeros revoltones. Éstos suelen ser cerámicos, completando los espacios entre las vigas de madera, y con un pavimento también de baldosa de acabado final. Se obtiene así un forjado con un mayor aislamiento entre plantas, ayudando a la consecución de pisos independientes, con una mayor resistencia que el entablado aunque aumente el peso final del forjado.



**Figura 3.1.g Esquemas tipos de forjados, entablados y con bovedilla cerámica**

- Cubierta:

La cubierta se resuelve tradicionalmente de forma inclinada con una estructura unidireccional de viguetas de madera de pared medianera a pared medianera. El tejado se soluciona habitualmente con teja cerámica sobre listones de madera, sistema constructivo normalmente conocido en Cataluña como “llata per canal”.

- Terraza:

Durante el siglo XVIII, en las ciudades, la cubierta inclinada evolucionó hacia un nuevo tipo, la cubierta plana en forma de terrazas. Con el mismo sistema estructural de forjados unidireccionales de vigas de madera y revoltones cerámicos, eran acabados con 2 o 3 capas de baldosa cerámica. Aún no se desarrolla la cubierta ventilada.

- Escalera:

Realizada con obra de fábrica cerámica, normalmente a base de peldaños formados con ladrillos y baldosas sobre una bóveda de ladrillo plano, sustentado por paredes que también son de ladrillo de 10cm de espesor.

A continuación se resumen los datos que definen esta tipología; el arquetipo I:



DATOS GEOMÉTRICOS					
Parámetro	Anchura	Profundidad	Altura	Escalera	Patios
Valor característico	5,00m	16m	PB+1 a PB+5	PB+1_lateral PB+3_núcleo central	no

ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS	
Parámetro	Valor característico
Cimentaciones	Continuas lineales
Paredes	Fachada principal ladrillo 45cm (PB) ladrillo 30cm (PP)
	Fachada posterior ladrillo 30cm
	Medianeras ladrillo 30cm
Forjados	Viguetas de madera con bovedilla manual
Cubierta inclinada con teja árabe	PB+1 cubierta inclinada
	PB+5 terraza a la catalana sobre tabiquillos conejeros
Núcleo vertical	Escalera de bóveda de ladrillo plano

Tabla 3.1.a Resumen datos Arquetipo I

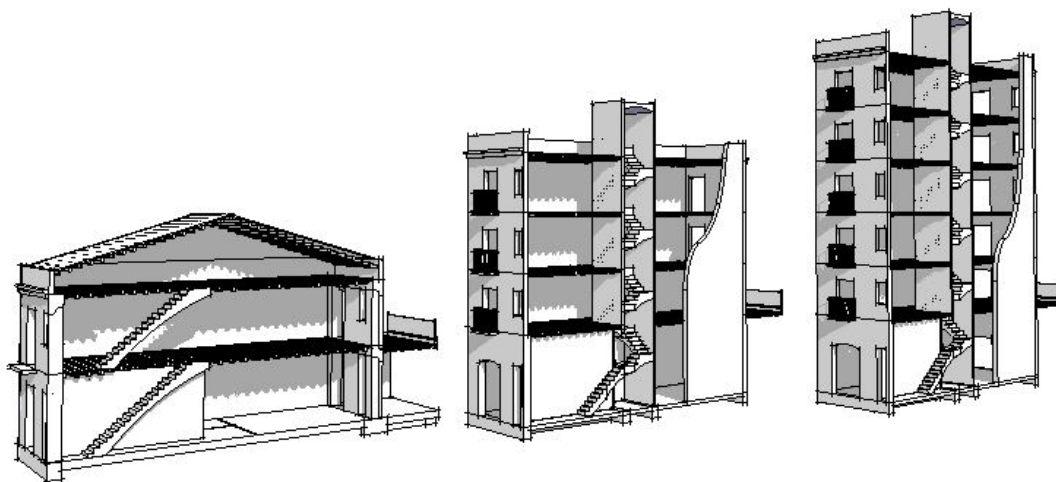


Figura 3.1.h Axonometría Arquetipo I (PB+1, PB+3 y PB+5)

### **3.1.2. EDIFICIO PAREDES DE CARGA DE OBRA DE FÁBRICA CERÁMICA - EDIFICIO ENSANCHE S.XIX**

Construcciones con estructura de paredes de carga de obra de fábrica y forjados unidireccionales de vigas de madera y/o acero.

Este modelo corresponde al patrón de los edificios que tienen un comportamiento rígido inicial, pero una vez lesionados, tienen bastante capacidad de sufrimiento, y siguen trabajando de forma admisible, dando un comportamiento parcialmente dúctil al conjunto de la estructura.

Estructuralmente se caracteriza en todos los casos en un sistema basado en paredes de carga y forjados unidireccionales con vigas de madera o acero, y con paredes interiores, de patio y de escalera que ayudan a rigidizar el sistema.

Se han realizado varios estudios sobre la tipología de estos edificios en las ciudades de Barcelona y de Madrid, para poder determinar su composición característica.

Así como el urbanismo previo al siglo XIX es muy diferenciado entre Barcelona, una ciudad cerrada dentro de sus murallas, y Madrid, ciudad abierta que nunca tendrá unos límites claramente definidos, es en este siglo cuando se proyectan los dos planeamientos fundamentales del urbanismo moderno: el Plan Cerdà en Barcelona, de 1859, y el Plan Castro en Madrid, de 1860. En definitiva, dos planeamientos coetáneos y, como ya es sabido, redactados los dos desde el poder central del reino de España. Serán dos planeamientos de características urbanísticas similares, aunque el segundo sufrirá una densificación especulativa superior al primero. Sin embargo, las características volumétricas y constructivas de los edificios serán muy parecidas entre ambos ensanches decimonónicos.

**Josep Maria Montaner (1974)**, concluye que la anchura del parcelario del ensanche marca unas características comunes en las edificaciones, número de viviendas por planta, número de huecos de fachada y posición de la escalera y de los patios de ventilación.

**Eulalia Ruiz Palomeque (1976)** describe la conformación de los ensanches decimonónicos durante los siglos XIX y principios del siglo XX en Madrid. En esta obra se puede reconocer una identificación entre los tipos edificatorios de esta ciudad y los de la capital catalana.

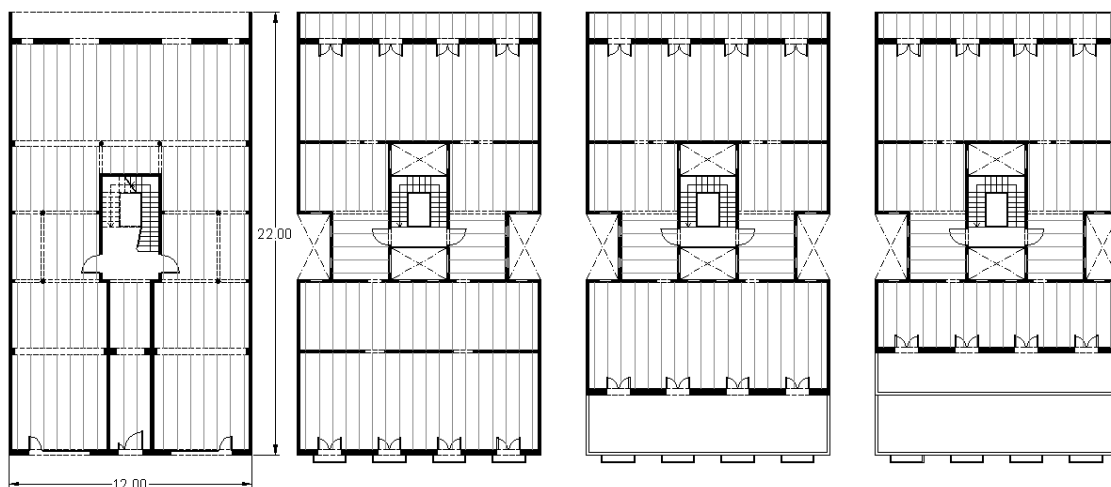
**Jorge Vila Robert (1989)**, analiza la composición geométrica y dimensional de más de un centenar de edificios del ensanche de Barcelona para establecer las condiciones que los definen.

Se estudia la anchura de la parcela y por lo tanto de la fachada, donde la frecuencia máxima está en los 11-14m, estableciendo los 12m como dimensión más recurrente y que permite tener 4 huecos de fachada, permitiendo por consiguiente dividir simétricamente la planta en dos unidades idénticas.

Referente a la profundidad edificable, se observa que la dimensión media es de 18m, siendo las dimensiones más frecuentes entre los 15-22m. Sin embargo, esta dimensión está condicionada por la dimensión en planta. La superficie media de esta tipología es de 250m<sup>2</sup>; con una anchura estándar de 12m, obtenemos pues una profundidad de 21m para poder tener un edificio tipológico.

La situación del núcleo vertical es central en la mayoría de los casos, apareciendo en los laterales patios de ventilación que pueden no llegar a planta baja.

La composición estructural del edificio generalmente viene marcada por una serie de crujeas estructurales paralelas a fachada de luces máximas de 4,5-5m hasta llegar a la profundidad edificable.



**Figura 3.1.i Plantas Arquetipo II (PB – PP – PA – PSA)**

Si tenemos en cuenta la altura máxima de estas edificaciones, ésta ha venido definida por las ordenanzas municipales de cada época, imponiendo una altura reguladora máxima entre los 20 y los 26m, que equivalen a PB+5 y a PB+7; se introduce el concepto de ático y sobreático en los edificios de más de 5 plantas. Estas nuevas entidades no siguen habitualmente la vertical del plano de fachada y se encuentran retiradas respecto a éste.

	Ancho calle	Altura reguladora máxima (ARM)	Plantas
1857	> 6,80m	≤ 19,4m	PB+4
1877		≤ 20m	PB+5
1891	> 20m	≤ 22m	PB+5
1932	< 20m	≤ 20m	PB+5
	20-30m	≤ 23m	PB+5 + ático
	>30m	≤ 26m	PB+5 + ático + sobreático

Tabla 3.1.b Resumen dimensional del Arquetipo II

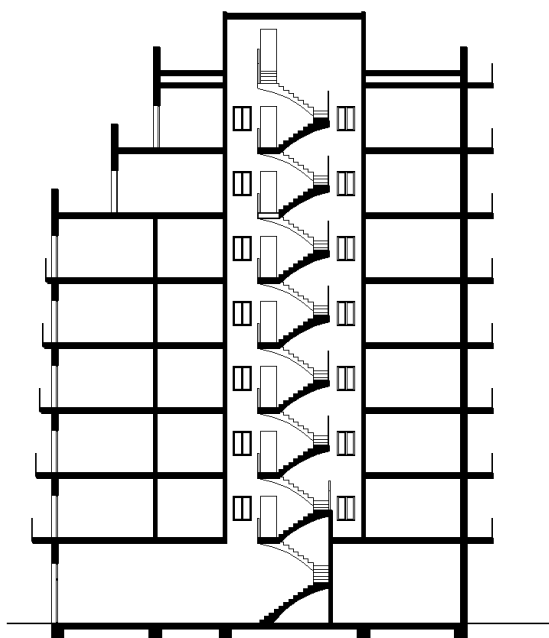


Figura 3.1.j Sección Arquetipo II

En la definición del arquetipo, para simplificar y para analizar el caso más desfavorable, no se tendrán en cuenta estas retiradas escalonadas.

**Pere Giol Draper (1995)**, dedica su estudio a la evolución de la "casa de vecinos" en Barcelona, desde puntos de vista tipológicos, estructurales y constructivos, viendo como se han adaptado progresivamente a las exigencias de cada momento. Define la posición típica de los núcleos verticales y de las crujeas estructurales, así como la evolución de la planta baja, que pasa de seguir con la estructura de muros, a apearse los muros mediante jácenas y pilares de fundición.

**Antoni Paricio (1998)**, basa su trabajo en el estudio del sistema constructivo/estructural de esta tipología, y caracteriza sus elementos básicos y singulares, que en este caso serán:

- Cimentaciones:

Continuas: en esta tipología las cimentaciones básicas son continuas, en el caso de muros de carga interiores, medianeras y fachadas. Cimentaciones que no pasan normalmente del metro de profundidad y que se realizan con una prolongación del mismo muro, de espesor constante con un recocado de unos 15 cm; construidos mediante obra de fábrica de mampostería, con regularización de hiladas de obra.

Arcos y pozos: en el caso de cimentaciones más profundas, se opta por los arcos y pozos, para llegar a un terreno adecuado y ahorrar material.

Aisladas: en el caso de pilares de fundición, las cimentaciones son aisladas. El pilar se apoya sobre un cubo de piedra de unas dimensiones de 50x50x35/40, sin ningún tipo de anclaje en la base.

- Columnas de fundición:

Aparecen al ser edificios con la planta baja libre, donde se apean las paredes de carga superiores, tanto las de los patios laterales, como las paredes de carga interiores, que no llegan a nivel de planta baja. Totalmente articuladas en la base y en el capitel.

- Paredes:

Del mismo modo que en la tipología anterior están construidas mediante obra de fábrica de ladrillo, y el espesor viene definido por el tipo de elemento del que se trata, teniendo también espesores entre los 60 y los 15cm.

En este caso, tanto las paredes exteriores (fachadas, medianeras, patios), como las paredes interiores, forman parte de la estructura portante del edificio.

Fachadas: en la fachada principal, desde la planta baja hasta el primer piso, tiene un espesor de 60cm de obra mixta; a partir de aquí y en toda su altura, pasa a tener un espesor de 30cm de obra de fábrica de ladrillo.

La fachada posterior se construye en toda su altura con un espesor de 30cm.

Medianeras: cerramientos laterales de la caja estructural del edificio, de 15 cm de espesor.

Interiores: paredes de carga que forman las crujeas estructurales, son paralelas a las fachadas y pueden llegar hasta las cimentaciones o ser apeadas mediante jácenas de acero y pilares de fundición para poder tener una planta

baja menos compartimentada. Como el resto de la estructura, los muros son de 15cm de espesor y están ejecutados mediante obra de fábrica cerámica.

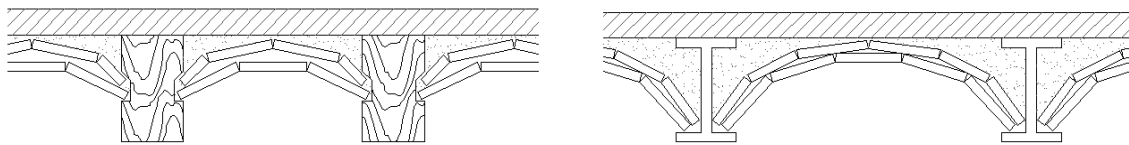
Paredes de patio y escalera: ayudan a la estabilidad del edificio formando núcleos rígidos que dan cerramiento en el primer caso a los patios de ventilación de diferentes espacios, y que cierran el núcleo vertical.

Tabiques: con funciones de separación interior, son paredes esbeltas de poco más de 5cm de espesor. No tienen capacidad estructural.

- Forjados:

Forjados unidireccionales, que se construyen con diferentes materiales. Se pueden encontrar con vigas de madera, o con perfiles metálicos que a largo plazo se acaban sustituyendo por viguetas de hormigón.

Los más usuales son los forjados formados por perfiles metálicos, IPN de ala estrecha. Los elementos de entrevigado se ejecutan mediante una doble capa de rasilla que conforma la bovedilla manual, con relleno de materiales variados.

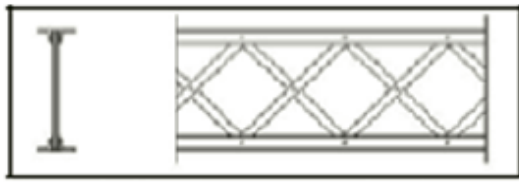


**Figura 3.1.k** Esquemas tipo forjado vigas de madera y vigas metálicas

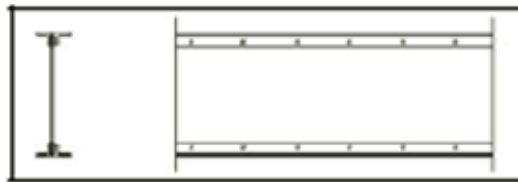
- Jácenas:

Dependen de la época de construcción del edificio, apareciendo jácenas de diferentes materiales tal y como sucede con las tipologías de forjados. Se utilizan pues, jácenas de madera, jácenas metálicas de perfiles laminados y celosías o de hormigón armado.

Las más utilizadas en planta baja para poder sustentar las paredes de carga que no llegan a las cimentaciones son perfiles metálicos de unos 50cm de canto constituidas mediante perfiles compuestos (para conseguir una inercia equivalente de unos  $68.000\text{cm}^4$ ).



Esquema de jácena de celosía de pasamanos y ángulos unidos por roblones.



Esquema de jácena con alma maciza de “palastre” y ángulos unidos por roblones.



Esquema de jácena con alma maciza de “palastre” y ángulos unidos por roblones. Los inferiores están reforzados con platabandas para contrarrestar más momento



Esquema de jácena de dos almas macizas de “palastre” y ángulos unidos por roblones. Los inferiores están reforzados con platabandas para contrarrestar más momento. También se llaman “jácenas de cajón”

**Figura 3.1.I Esquemas tipo jácenas metálicas, Antoni Paricio (1998)**

- Cubierta:

La cubierta se resuelve como terraza para poder dar un uso a la parte más alta del edificio. Se construye mediante una cubierta tipo catalana, con un forjado que realiza la función de techo de la planta inferior, y en el cual se apoyan tabiquillos conejeros para permitir una cámara de aire que ventila por la fachada, y sobre los cuales se apoya el forjado que realizará la función de terraza.

- Núcleo vertical:

Como en la tipología anterior, la escalera se resuelve con bóvedas de ladrillo plano apoyada en las paredes que conforman la caja de escalera.

A continuación se muestra una tabla resumen con las características de la tipología arquetipo II:

DATOS GEOMÉTRICOS					
Parámetro	Anchura	Profundidad	Altura	Escalera	Patios
Valor característico	12,00m	22m	PB+3 a PB+7	Núcleo central	Laterales + centrales

ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS											
Parámetro	Valor característico										
Cimentaciones	Continuas en paredes Aisladas en columnas										
Columnas fundición	PB (apeos)										
Paredes	<table border="0"> <tr> <td>Fachada principal</td> <td>ladrillo 45cm (PB) ladrillo 30cm (PP)</td> </tr> <tr> <td>Fachada posterior</td> <td>ladrillo 30cm</td> </tr> <tr> <td>Medianeras</td> <td>ladrillo 15cm</td> </tr> <tr> <td>Interiores</td> <td>ladrillo 15cm</td> </tr> <tr> <td>Patios y Escalera</td> <td>ladrillo 15cm</td> </tr> </table>	Fachada principal	ladrillo 45cm (PB) ladrillo 30cm (PP)	Fachada posterior	ladrillo 30cm	Medianeras	ladrillo 15cm	Interiores	ladrillo 15cm	Patios y Escalera	ladrillo 15cm
Fachada principal	ladrillo 45cm (PB) ladrillo 30cm (PP)										
Fachada posterior	ladrillo 30cm										
Medianeras	ladrillo 15cm										
Interiores	ladrillo 15cm										
Patios y Escalera	ladrillo 15cm										
Forjados	Viguetas metálicas con bovedilla manual										
Jácenas	metálicas										
Cubierta	Terraza a la catalana sobre tabiquillos conejeros										
Núcleo vertical	Escalera de bóveda de ladrillo plano										

Tabla 3.1.c Resumen datos Arquetipo II



Figura 3.1.m Axonometrías Arquetipo II (PB+3 – PB+5 – PB+7)



### **3.1.3. EDIFICIO DE PILARES Y PLACAS RÍGIDO – S.XX**

Construcciones con estructura de pilares y placas, que resultan de la construcción de edificios en zonas urbanas ya consolidadas, adaptándose a las dimensiones de las parcelas existentes.

Siguen un esquema estructural y de distribución similar al anterior arquetipo, con la incorporación de nuevos materiales estructurales, el hormigón armado y el acero.

Estas edificaciones responden a construcciones nuevas con nuevos mecanismos constructivos propiciados por la utilización de unos materiales completamente diferentes a los utilizados hasta el momento, los cuales proporcionan al edificio nuevas características tanto estructurales como constructivas.

En cuanto a la geometría de estas tipologías, siguen las establecidas en el caso anterior, ya que consolidan las tramas urbanas construidas y por lo tanto se asimilan a éstas, con una anchura establecida de 12m, profundidad edificable de 22m y alturas que oscilan entre la PB+3 y la PB+7, con aparición de patios laterales de ventilación.

Estructuralmente, la entrada en escena del hormigón y el acero modifican la tipología. Ya no se opta por paredes de carga y forjados unidireccionales, teniendo la posibilidad de disponer de una estructura que permita plantas más libres mediante pilares y forjados bidireccionales que no condicionan la continuidad de los elementos de apoyo.

Los elementos constructivos que conforman esta tipología son los siguientes:

- Cimentaciones:

En este caso el cambio sustancial será el material; las cimentaciones serán de hormigón armado, y serán cimentaciones superficiales con zapatas aisladas y riostras, siempre que no existan sótanos en los cuales los perímetros pasarían a ser muros o pantallas de contención.

- Pilares:

La estructura vertical se desarrolla mediante pilares, los cuales son habitualmente de hormigón armado.

- Paredes:

Tienen la función de cerramiento y de separación de espacios. Son habitualmente de materiales rígidos como la obra de fábrica cerámica, y de

varios espesores (entre 4 y 12cm) y formatos. No tienen función estructural pero condicionan su comportamiento.

- Forjados:

En los forjados también se introduce el hormigón armado como material principal que permite la construcción de forados, en una primera época con jácenas planas y forjados unidireccionales de viguetas, y más adelante mayoritariamente mediante forjados reticulares bidireccionales.

- Cubierta:

La cubierta se desarrolla como terraza y por consiguiente se trata de una cubierta plana transitable; desaparece la cámara de aire de la cubierta a la catalana. Constructivamente la solución se basa en el hormigón de pendientes y un embaldosado tradicional cerámico. La cubierta ya no es ventilada.

- Núcleo vertical:

El núcleo vertical ya está compuesto por una escalera de losa maciza y maquinaria elevadora para garantizar la accesibilidad a todos los niveles del edificio. En este caso, el núcleo vertical se agrupa en la parte central del edificio para minimizar el espacio en planta y organizar la estructura a su alrededor, rigidizando el sistema. El núcleo de escalera, ascensor y patio de instalaciones es, en definitiva, un grupo de huecos entre cuatro pilares.

En el arquetipo III, el comportamiento de la estructura es elástico, con capacidad para absorber asentamientos y distorsiones angulares razonables. Sin embargo, su deformación estará limitada por la fragilidad de los cerramientos, que no permitirán grandes deformaciones.

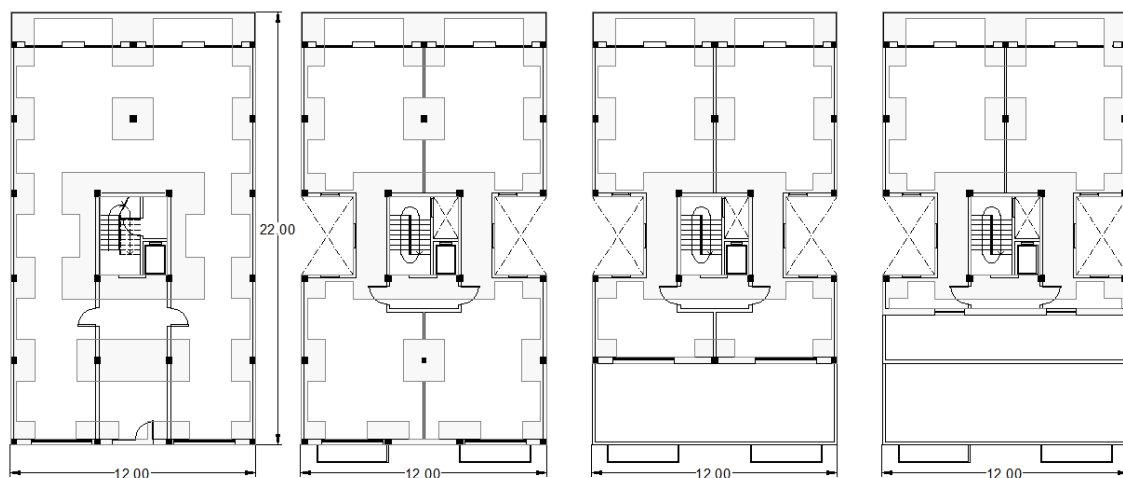


Figura 3.1.n Plantas Arquetipo III (PB – PP)

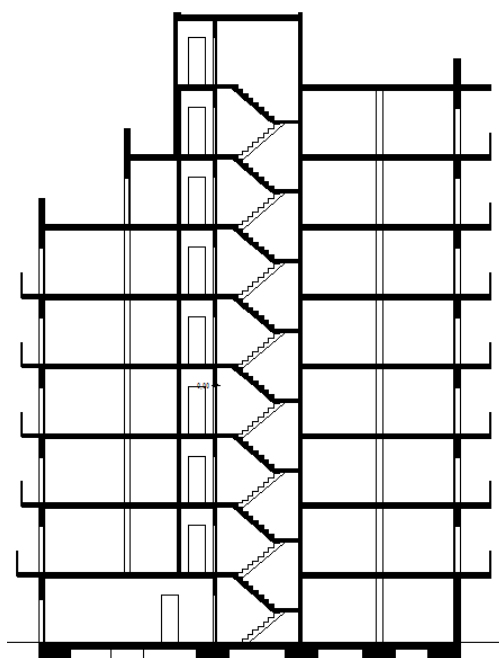


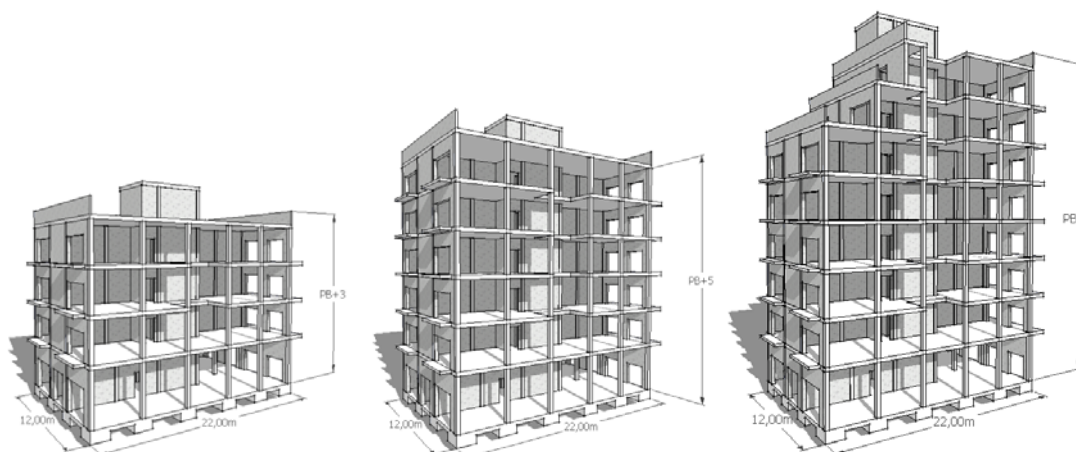
Figura 3.1.o Sección Arquetipo III

A continuación se muestra una tabla resumen con las características de esta tipología, el arquetipo III:

DATOS GEOMÉTRICOS					
Parámetro	Anchura	Profundidad	Altura	Escalera	Patios
Valor característico	12,00m	22m	PB+3 a PB+7	Núcleo central	Laterales + central

ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS	
Parámetro	Valor característico
Cimentaciones	Aisladas
Pilares	Hormigón armado
Forjados	Forjado reticular
Cerramientos interiores	Cerramientos rígidos
Cubierta	Plana transitable
Núcleo vertical	Losa maciza + ascensor

Tabla 3.1.d Resumen datos Arquetipo III



**Figura 3.1.p Axonometrías Arquetipo III (PB+3 – PB+5 – PB+7)**

### **3.1.4. EDIFICIO DE PILARES Y PLACAS FLEXIBLE – S.XXI**

Construcciones con estructura de pilares y placas que resultan de la construcción de edificios en zonas urbanas ya consolidadas, adaptándose a las dimensiones de las parcelas existentes.

Siguen un esquema distributivo y estructural parecido a los anteriores arquetipos, con la evolución de los antiguos sistemas constructivos estableciendo parámetros en general de mayor dimensión.

Estas edificaciones responden a construcciones nuevas con nuevos mecanismos constructivos propiciados por la utilización de los mismos materiales pero con sistemas diferentes a los utilizados hasta el momento, los cuales proporcionan al edificio nuevas características tanto estructurales como constructivas.

En cuanto a la geometría de estas tipologías, siguen vigentes las establecidas en el caso anterior, ya que siguen utilizando las tramas urbanas ya construidas y consecuentemente se asimilan a éstas, con una anchura establecida de 12m, profundidad edificable de 22m y alturas que oscilan entre la PB+3 y la PB+7, y con la aparición de los patios de ventilación.

Estructuralmente, la aparición de las losas de hormigón y los pilares de acero, modifican la tipología. Ya no se opta por luces medias y pilares de sección importante, sino que crecen considerablemente las luces y los pilares ganan en esbeltez, implicando en general la obtención de edificios más flexibles. Se desarrolla hasta el límite la libertad de distribución de las plantas.

Los elementos constructivos que conforman esta tipología son los siguientes:

- Cimentaciones:

Aunque no veremos cambios sustanciales en esta cuestión respecto al arquetipo anterior, ha habido la voluntad de diferenciarlos claramente y se ha optado por una cimentación superficial más rígida si cabe en cuanto a los desplazamientos horizontales se refiere: la losa de cimentación. De nuevo, en una simplificación tipológica conservadora, se ha descartado la opción de sótanos, situación en la cual los perímetros pasarían a ser pantallas de contención.

- Pilares:

La estructura vertical, como ya se ha comentado, se desarrolla mediante pilares, que son habitualmente de acero laminado. No obstante, aparecen de forma generalizada elementos de rigidización, normalmente cerca de los núcleos, que serán en forma de pantallas de hormigón.

- Paredes:

Tienen la función de cerramiento y de separación de espacios. Son de materiales flexibles, como elementos de cartón yeso o placas ligeras. No tienen función estructural ni condicionan su comportamiento gracias a su falta de rigidez.

- Forjados.

La evolución de los forjados de hormigón armado como material principal permite la construcción de forjados bidireccionales, delgados, de losa maciza, que permiten el incremento de luces entre pilares.

- Cubierta:

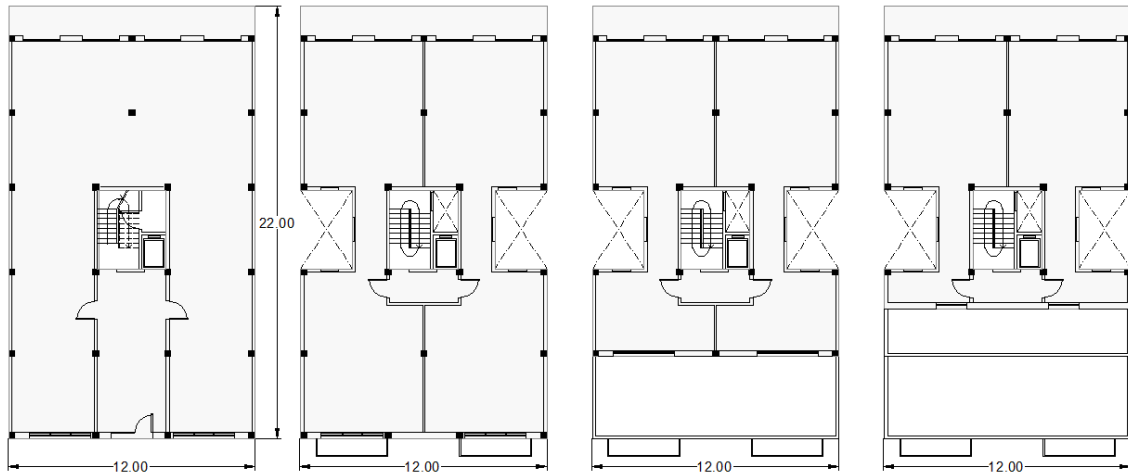
La cubierta se desarrolla como terraza y por lo tanto se trata de una cubierta plana transitable, sin cámara de aire. Constructivamente la solución se base en un pavimento flotante sobre una impermeabilización continua. Se recupera parcialmente el efecto de la cubierta ventilada con estos sistemas industrializados.

- Núcleo vertical:

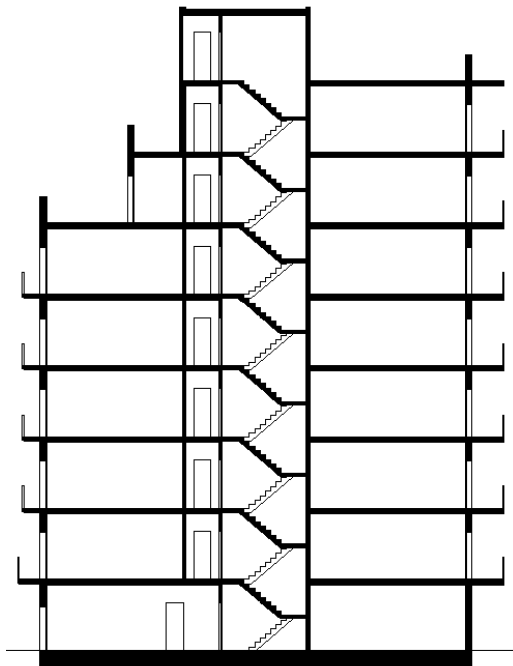
El núcleo vertical, de la misma manera que en el arquetipo anterior, está compuesto por una escalera de losa maciza y maquinaria elevadora para garantizar la accesibilidad a todos los niveles del edificio. En este caso el núcleo vertical también se agrupa en la parte central del edificio para minimizar el espacio en planta y organizar la estructura a su alrededor, rigidizando el

sistema. El núcleo de escalera, ascensor y patio de instalaciones es, en definitiva, un grupo de huecos en una combinación de pilares y pantallas de hormigón.

En el arquetipo IV, del mismo modo que en el anterior caso, la estructura tendrá un comportamiento elástico y, al mismo tiempo, de manera innovadora, los cerramientos interiores y exteriores tendrán capacidad de deformación debido a su composición en placas y al uso de materiales elásticos.



**Figura 3.1.q Plantas Arquetipo IV (PB – PP – PA – PSA)**



**Figura 3.1.r Sección Arquetipos IV**

A continuación se muestra una tabla resumen con las características de esta tipología, el arquetipo IV:

DATOS GEOMÉTRICOS					
Parámetro	Anchura	Profundidad	Altura	Escalera	Patios
Valor característico	12,00m	22m	PB+3 a PB+7	Núcleo central	Laterales + central

ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS	
Parámetro	Valor característico
Cimentaciones	Losa
Pilares	Acero y pantallas
Forjados	Losa maciza
Cerramientos interiores	Cerramientos flexibles
Cubierta	Plana transitable
Núcleo vertical	Losa maciza + ascensor

Tabla 3.1.e Resumen datos Arquetipo IV

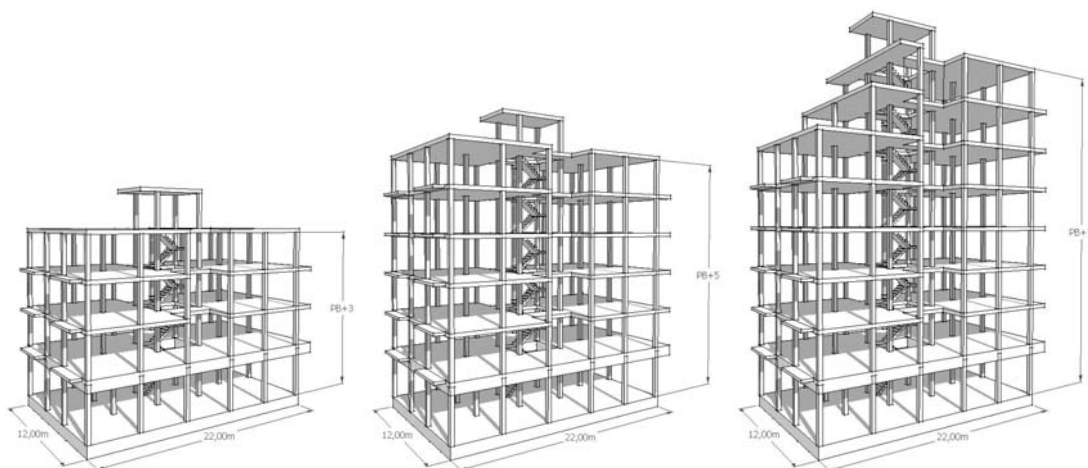


Figura 3.1.s Axonometrías Arquetipo IV (PB+3 – PB+5 – PB+7)

### 3.1.5. RESUMEN DE ARQUETIPOS Y DE MODELOS

Según la descripción efectuada en este capítulo, todo el estudio tipológico se basa en cuatro arquetipos que hemos identificado de manera aproximada con los siglos XVIII, XIX, XX y XXI.

Esta clasificación temporal es más conceptual que real ya que pretende contextualizar no solamente la forma del edificio, sino también la sociedad, la construcción y la tecnología que cada uno representa.

En otro sentido se han descrito en el presente apartado las características geométricas según el número de plantas piso más habitual, concretándolo en un máximo de cinco para el primer arquetipo y de siete para los restantes.

A nivel práctico he decidido estudiar solamente los casos en los cuales las plantas piso son un número impar (1, 3, 5, ó 7) de forma que reduzco a tres las alturas para analizar en cada caso.

Para poder designar cada uno de los modelos, éstos se nombran de manera numérica según el arquetipo y el nombre de plantas, con dos nombres.

El primer nombre especificará el arquetipo al cual pertenece (Arquetipo I, Arquetipo II, Arquetipo III, Arquetipo IV) y el segundo, el número de plantas de éste (PB+1, PB+3, PB+5, PB+7), tal y como se muestra en el siguiente cuadro:

	PB+1	PB+3	PB+5	P+7
Arquetipo I	I.1	I.3	I.5	-
Arquetipo II	-	II.3	II.5	II.7
Arquetipo III	-	III.3	III.5	III.7
Arquetipo IV	-	IV.3	IV.5	IV.7

**Tabla 3.1.fResumen de arquetipos y modelos**



### 3.2. DETERMINACIÓN DE LOS MATERIALES

El estudio de un parque edificado de la envergadura y el alcance histórico que se propone, involucrando un mínimo de cuatro siglos, implica la consideración de sistemas constructivos bien distintas y el uso de materiales de diferente naturaleza.

El material principal de los dos primeros arquetipos será la obra de fábrica, que se tendrá que determinar con precisión y sumo cuidado. No obstante, se tendrá en cuenta también la participación de la madera como material base para los elementos lineales a flexión (forjados), y de la fundición como material destacado en la solución de elementos lineales a compresión (pilares), en el segundo arquetipo.

En los arquetipos más modernos, el III y el IV, los materiales predominantes serán el acero y el hormigón, con formas diferentes según hemos visto en el apartado anterior, tanto para las cimentaciones como para la estructura principal.

Finalmente, ha sido preciso tener en cuenta un último material, el hormigón ciclópeo, que fue muy utilizado en las cimentaciones de los arquetipos más antiguos.

#### 3.2.1. OBRA FÁBRICA

Es un material que se define por estar compuesto por piezas (ladrillos, sillares, bloques,...), que se unen entre sí con mortero. Este concepto enmarca diferentes maneras de combinar materiales, ya sea por geometría, o por la disposición de las piezas.

Se trata de una manera de construir que ha perdurado a lo largo del tiempo, si bien todas las construcciones realizadas "apilando" pieza sobre pieza, se engloban en esta denominación.

Es una técnica que no ha tenido soporte técnico y que hasta bien entrado el siglo XX, no se ha podido caracterizar científicamente. **Joan Bergós** y el "**Laboratori General d'Assaig**" (1919) son de los primeros que obtienen datos de los materiales realizando ensayos, y por lo tanto se comienza a tener una base técnica para la construcción de obra de fábrica.

Las estructuras de fábrica se caracterizan por ser estructuras sometidas a compresión. Esto es debido a la anisotropía del material. Es un material compuesto por elementos muy dispares, que pueden garantizar una buena

unión cuando están sometidos a esfuerzos de compresión, pero no a esfuerzos a tracción. Las juntas entre piezas, a pesar de la fricción, no son capaces de transmitir correctamente estos esfuerzos y el material acaba rompiendo a tensiones muy bajas.

Por consiguiente, una de las características fundamentales de la obra de fábrica es la incapacidad para resistir tracciones apreciables.

Tres criterios fundamentales que tiene que cumplir toda estructura de obra de fábrica, como cualquiera otra estructura, son la resistencia, la rigidez y la estabilidad.

La estabilidad resulta fundamental, por delante de la rigidez y la resistencia. Bien es sabido que las construcciones medievales se construyeron gracias a las reglas de la proporción y para tener la geometría correcta que buscaba una estructura sometida completamente a compresiones. A partir de estas premisas resultaba una construcción estable y que se mantenía en pie. La estructura por otro lado tiene que ser suficientemente rígida para soportar cualquier carga que le llegue, incluyendo su propio peso, sin deformarse excesivamente.

En el caso que se estudia y según los arquetipos definidos, la obra de fábrica está formada por ladrillo y mortero de cal. Evidentemente esta simplificación se tendrá en cuenta en el caso de querer utilizar los resultados de este trabajo en casos prácticos.

Las características mecánicas de ésta, dependen de la combinación de las características de los materiales, aunque sigan de todos modos teniendo resistencias ínfimas a tracción.

#### - Cerámica:

La cerámica, en este caso los ladrillos, pueden ser de diferentes tipologías, ya sean macizos, perforados o huecos, pero todos ellos tienen un comportamiento elasto-frágil anisótropo.

Para cumplir la función estructural, han de ser capaces de soportar las cargas verticales a las que están sometidos, incluyendo su propio peso. Las piezas utilizadas más usualmente son el ladrillo macizo y el ladrillo hueco, que presentan mayores resistencias. En el caso que nos ocupa, y la época estudiada, se tratará principalmente de piezas de ladrillo macizo.

Si se analizan las normativas que ha habido sobre obra de fábrica, se puede observar como las resistencias de las piezas ha estado bastante homogéneas a lo largo del tiempo, estableciendo los 15N/diada, mm<sup>2</sup> como resistencia más usual.

Según el **CTE (2006)** la pieza tendrá una resistencia a compresión mínima de  $5\text{N/mm}^2$ , pudiéndose rebajar siempre que se establezcan estudios específicos para demostrar su viabilidad; y estableciendo el baremo de valores más comunes entre  $5\text{-}25\text{ N/mm}^2$ .

Según el **Eurocódigo (1996)**, la pieza tendrá una resistencia compresión normalizada según los ensayos establecidos en la norma EN 772-1. Los valores que se dan en dicha normativa oscilan entre los  $2\text{N/mm}^2$  a los  $30\text{N/mm}^2$ .

La **NBE FL-90** establece que esta resistencia mínima tiene que ser de  $10\text{N/mm}^2$ , llegando hasta piezas de  $30\text{N/mm}^2$ .

En la **PIET-70** encontramos que el baremo de resistencias se encuentra entre los  $7$  y los  $30\text{N/mm}^2$ .

**Schindler-Bassegoda (1936)** establecen las resistencias de las piezas de ladrillo entre  $15\text{-}20\text{N/mm}^2$ .

Incluso **Barberot (1927)** habla de la resistencia al aplastamiento y coeficientes de trabajo de pétreas, ladrillos y morteros. En este caso sitúa la resistencia del ladrillo entre  $4$  y  $15\text{ N/mm}^2$ .

- Mortero:

En cuanto al mortero, el otro material que conforma la obra de fábrica, tiene un comportamiento elástico en el momento de la colocación, y adquiere resistencia y rigidez una vez endurecido y con el paso del tiempo.

Se encarga de la unión entre piezas y por otro lado cumple con las funciones de rellenar las juntas entre piezas para evitar la entrada de agua, repartiendo las cargas uniformemente y puede colaborar en la transmisión de las cargas horizontales.

Es el elemento más débil del material compuesto y el causante de las retracciones de la obra de fábrica durante su proceso de endurecimiento, así como de las deformaciones instantáneas y de las deformaciones diferidas.

Dependiendo del tipo de mortero se obtienen diferentes resistencias, así se pueden clasificar en morteros según si son de cal aérea o grasa, cal hidráulica, cemento natural y cemento portland.

El utilizado en el período de construcción de los arquetipos analizados es el mortero de cal grasa.

Los morteros que aparecen posteriormente, cal hidráulica, cemento natural y finalmente el de cemento portland ya son cementos industrializados que confieren una mejora cualitativa, pero que sobrepasan las necesidades resistentes de la obra a construir.

A continuación se muestra un cuadro con características de los morteros más comunes.

Morteros	Resistencias N/mm <sup>2</sup>	E <sub>m</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
Cal grasa	4	400-1000
Cal hidráulica	1-1,8	1000-2000
Cemento natural	1,6	2000-6000
Cemento portland	29	6000-10000

Tabla 3.2.a Características de los morteros comunes.

- Obra de fábrica – material compuesto

Como material compuesto, la obra de fábrica tiene unas características que se establecen de las combinaciones entre las de las piezas cerámicas y los morteros de unión. Tal y como ya se ha comentado las resistencias características dependerán de los materiales utilizados.

Para establecer cuáles son estas resistencias nos remitimos a las normativas actuales y anteriores, y analizamos la obtención de estos parámetros.

**CTE (2006):** En el Documento Básico de Seguridad Estructural - Fábrica, se puede obtener de una manera directa la resistencia característica a compresión de la fábrica según qué tipo de cerámica y mortero se utilicen per medio de la tabla de doble entrada 3.2.b

Resistencia normalizada de las piezas, f <sub>b</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	5		10		15		20		25
Resistencia del mortero, f <sub>m</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	2,5	3,5	5	7,5	7,5	10	10	15	15
Ladrillo macizo con junta delgada	-	-	3	3	3	3	3	3	3
Ladrillo macizo	2	2	4	4	6	6	8	8	10
Ladrillo perforado	2	2	4	4	5	6	7	8	9
Bloques aligerados	2	2	3	4	5	5	6	7	8
Bloques huecos	1	1	2	3	4	4	5	6	6

Tabla 3.2.b Resistencia característica a compresión de fábricas usuales f<sub>k</sub> (N/mm<sup>2</sup>)

Se establece también una formulación para poder determinar esta resistencia de una manera más aproximada en el anexo C del mismo DB-SE-F, con resultados similares a los de la tabla directa.

$f_k = K \cdot f_b^{0,65} \cdot f_m^{0,25}$       donde: K es una constante que depende del tipo de muro y pieza, y oscila entre los valores de 0,40 y 0,50 en muros de dos hojas.

$f_b$  es la resistencia normalizada de la pieza.

$f_m$  es la resistencia del mortero no mayor de 20 N/mm<sup>2</sup>, ni de  $f_b$ .

Por otro lado, nos permite obtener los valores de otros parámetros que caracterizan el material una vez conocida la resistencia característica a compresión del material de manera fácil y rápida, ya que considera las relaciones entre los parámetros.

Resistencia compresión:  $f_k = K \cdot f_b^{0,65} \cdot f_m^{0,25}$

Resistencia a tracción:  $f_t = 0,10 \cdot f_k$

Módulo elasticidad:  $E = 1000 \cdot f_k$

Módulo transversal:  $G = 0,40 \cdot E$

**Eurocódigo (1996):** Como se establece en el CTE (2006), la formulación para poder determinar la resistencia de la obra de fábrica como material compuesto, es la misma que en el caso anterior.

**NBE FL-90 (1990):** Determina la resistencia de cálculo de la fábrica, mediante las tablas 5.1, 5.2, 5.3, dependiendo del tipo de pieza utilizada. Estos son los valores de cálculo y por lo tanto ya tienen aplicado un coeficiente de minoración del material, que tal y como se especifica en el apartado 5.2.1 de la normativa adopta el valor de  $\gamma_m = 2,5$ . La siguiente tabla 3.2.c corresponde a las resistencias con ladrillo macizo.

Resistencia del ladrillo kg/cm <sup>2</sup>	Plasticidad del mortero	Espesor de las juntas en cm	Resistencia de cálculo $f_d$ de la fábrica, en kg/cm <sup>2</sup> con mortero				Espesor de las juntas en cm	Plasticidad del mortero	Resistencia del ladrillo, kg/cm <sup>2</sup>
			M-20	M-40	M-80	M-160			
100	magra	> 1,5	12	14	16	—			
	magra sograsa	1,5 a 1 > 1,5	14	16	18	—			
	magra sograsa grasa	< 1 1,5 a 1 > 1,5	16	18	20	—			
	sograsa grasa	< 1 1,5 a 1	18	20	22	25	> 1,5	magra	
	grasa	< 1	20	22	25	28	1,5 a 1 > 1,5	magra sograsa	
	magra	> 1,5	22	25	28	32	< 1 1,5 a 1	magra sograsa grasa	150
200	magra sograsa	1,5 a 1 > 1,5	22	25	28	32	< 1 1,5 a 1	sograsa grasa	
	magra sograsa grasa	< 1 1,5 a 1 > 1,5	25	28	32	36	< 1 > 1,5	grasa magra	
	sograsa grasa	< 1 1,5 a 1	28	32	36	40	1,5 a 1 > 1,5	magra sograsa	
	grasa	< 1	32	36	40	45	< 1 1,5 a 1 > 1,5	magra sograsa grasa	300
			36	40	45	50	< 1 1,5 a 1	sograsa grasa	
			40	45	50	56	< 1	grasa	

Tabla 3.2.c Resistencia de cálculo de las fábricas de ladrillo macizo. NBE FL-90

**PIET -70 (1970):** De la misma manera que el CTE mediante tablas, en este caso la tabla 3 de Resistencia característica de las obras de ladrillo macizo, determina según características de pieza o de mortero cuál será esta resistencia.

R. maó (Kp/cm <sup>2</sup> )	Gruix dels junts	Mortor						Gruix dels junts	R. maó (Kp/cm <sup>2</sup> )
		M-5	M-10	M-20	M-40	M-80	M-160		
70	>1,5	22	25	27	30	35			
	1,5 a 1	25	27	30	35	40			
	<1	27	30	35	40	45	>1,5	100	
150	>1,5	30	35	40	45	50	1,5 a 1		
	1,5 a 1	35	40	45	50	55	<1		
	<1	40	45	50	55	62	70		
200	>1,5	45	50	55	62	70	80	>1,5	200
	1,5 a 1	50	55	62	70	80	90	1,5 a 1	
	<1	55	62	70	80	90	100	<1	
300	>1,5	62	70	80	90	100	112		
	1,5 a 1	70	80	90	100	112	125		
	<1	80	90	100	112	125			

Tabla 3.2.d Resistencia característica de las obras de ladrillo macizo.

Otras publicaciones anteriores como el “*Tratado práctico de edificación*” de **E.Barberot (1927)**, la publicación de **Pere Benavent (1934)** “*Cómo debo construir*” y tablas que aparecen en el “*Tratado moderno de construcción de edificios*” de **Schindler-Bassegoda (1936)** y **Joan Bergós (1945)** en la publicación “*Construcciones urbanas y rurales*”, tabulan valores entre 0,7 y 1,6N/mm<sup>2</sup> de resistencia a compresión de la fábrica. Éstos valores empero, son valores de tensiones locales.

Se muestra un cuadro resumen de comparación de valores de resistencias a compresión entre normativas y otras publicaciones:

	Ladrillo (N/mm <sup>2</sup> )	Mortero (N/mm <sup>2</sup> )	Resistencia compresión (N/mm <sup>2</sup> )
<b>CTE</b>	15	7,5	6,0
<b>EUROCÓDIGO</b>	16	10	5,4
<b>NBE – FL90</b>	15	7,5 (M-80)	5,0
<b>PIET 70</b>	15	7,5 (M-80)	6,2
<b>BERGÓS</b>			1,5
<b>SCHINDLER - 1944</b>			0,7
<b>BENAVENT - 1934</b>			1,2
<b>BARBEROT</b>			1,5

Tabla 3.2.e Comparativo resistencias según normativas y publicaciones.

### 3.2.2. MADERA

La madera es uno de los primeros materiales utilizados para realizar estructuras. Es un material natural y heterogéneo, y factores como la humedad, el espesor de la pared celular, la época del año en que se efectúa la tala, etc... pueden hacer variar el comportamiento del material.

Se clasifica en primera instancia en frondosas y coníferas o resinosas, según las especies vegetales:

frondosas: maderas densas, por lo cual tienen un corte más homogéneo, de hoja normalmente caduca. Los árboles más representativos son el roble, el castaño, el olmo y el chopo.

coníferas: maderas fibrosas, con gran contenido de jugos resinosos, y con anillos muy marcados, aunque con una estructura sencilla y uniforme. Suelen ser árboles de hoja perenne. Los más característicos son el pino, el ciprés y el abeto.

Como se ha comentado, es un material anisótropo, lo que supone un comportamiento diferente según, principalmente, la orientación de las fibras de las que está compuesto, y la dirección de los esfuerzos que se le aplican.

Por este motivo, para poder caracterizar el material, se analizan tres posibles cortes:

Transversal (axial – perpendicular a la dirección longitudinal)

Radial (pasando por el eje y perpendicular al transversal)

Tangencial (sin pasar por el eje y perpendicular al transversal y al radial)

De este modo se obtienen los diferentes módulos de elasticidad, tanto longitudinales como transversales, los coeficientes de Poisson, con un total de 12 constantes elásticas a tener en cuenta.

La normativa actual, el CTE, en su DB-SE-Madera, clasifica la madera según la clase resistente de la que se trata, dentro de dos grupos clasificatorios principales (frondosas y coníferas).

Establece también las diferencias entre los tipos de material, ya sea madera maciza, laminada, microlaminada; definiendo las características propias de cada uno de ellos.

Los valores característicos más comunes, dependiendo de los esfuerzos y la dirección con la que se aplican, son en  $N/mm^2$ :



		Coníferas	Fronchosas	Laminada
<b>Flexión</b>		14 – 50	18 – 70	24 – 36
<b>Tracción</b>	Paralela	8 – 10	11 – 42	16,5 – 26
	Perpendicular	0,4	0,6	0,4 – 0,6
<b>Compresión</b>	Paralela	16 – 29	18 – 34	24 – 31
	Perpendicular	2 – 3,4	7,5 – 13,5	2,7 – 3,6
<b>Cortante</b>		3 – 4	3,4 – 5	2,7 – 4,3
<b>Módulo Elasticidad paralelo</b>		7.000 – 16.000	10.000 – 20.000	11.600 – 14.700
<b>Módulo Elasticidad perpendicular</b>		230 – 530	670 – 1.330	390 – 490
<b>Módulo Elasticidad transversal</b>		440 – 1.000	630 – 1.250	720 – 910

Tabla 3.2.f Valores característicos de la madera CTE DB-SE.

### 3.2.3. FUNDICIÓN

Material muy utilizado durante los siglos XVIII a principios del siglo XX en la construcción. Es un derivado del hierro, que se comporta bien frente las sollicitaciones de compresión, de aquí que se utilizó para la fabricación de columnas, pero que al mismo tiempo deviene un material frágil, hecho que confiere al material una limitada capacidad resistente.

Como se ha dicho es un material frágil, tiene una fase plástica casi nula, por tanto muestra un comportamiento elástico lineal; con valores del límite elástico que oscilan entre los 110-150 N/mm<sup>2</sup> y un módulo elástico alrededor de los 10.000 N/mm<sup>2</sup>.

<b>Límite elástico (N/mm<sup>2</sup>)</b>	110 – 150
<b>Módulo elasticidad (N/mm<sup>2</sup>)</b>	10.000

Tabla 3.2.g Capacidades mecánicas de la fundición.

Es un material que no está contemplado en ninguna normativa; sí que se puede encontrar en prontuarios, como el de los *Altos Hornos de Vizcaya*, donde se puede hallar la sección necesaria según carga a soportar y altura.

Diámetro mm	Espesor mm	Peso Kg/m	Carga, en ton, que admite una columna de altura (en m):									
			2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,50	5,00	5,50
100	12	24,1	7,3	6,6	5,9	5,3	4,8	4,3	.	.	.	.
	14	27,4	8,2	7,3	6,5	5,9	5,3	4,8	.	.	.	.
	16	30,6	8,9	8,0	7,1	6,4	5,7	5,1	.	.	.	.
120	12	29,5	11,0	10,0	9,2	8,3	7,7	7,0	6,4	.	.	.
	14	33,8	12,4	11,3	10,3	9,4	8,6	7,8	7,2	.	.	.
	16	37,9	13,8	12,5	11,4	10,4	9,5	8,6	7,9	.	.	.
	18	41,8	14,9	13,5	12,3	11,1	10,2	9,3	8,5	.	.	.
140	12	35,0	15,1	14,0	12,9	12,0	11,1	10,3	9,5	8,2	7,1	.
	14	40,2	17,1	15,8	14,6	13,5	12,5	11,5	10,6	9,1	7,9	.
	16	45,2	19,0	17,6	16,3	15,0	13,8	12,8	11,8	10,2	8,8	.
	18	50,0	20,8	19,1	17,7	16,3	15,0	13,9	12,8	11,0	9,5	.
160	14	46,5	22,0	20,6	19,3	18,0	16,8	15,7	14,7	12,8	11,2	9,9
	16	52,5	24,5	23,0	21,5	20,1	18,8	17,5	16,4	14,3	12,5	11,0
	18	58,2	27,0	25,2	23,6	22,0	20,6	19,1	17,8	15,6	13,6	12,0
	20	63,8	29,3	27,5	25,6	23,8	22,3	20,7	19,3	16,8	14,7	12,8
	22	69,2	31,5	29,5	27,5	25,6	23,8	22,1	20,6	17,9	15,6	13,7
180	14	52,9	26,8	25,3	24,0	22,6	21,3	20,1	18,9	16,8	14,9	13,2
	16	59,7	30,2	28,6	27,1	25,5	24,1	22,7	21,3	19,0	16,8	14,9
	18	66,4	33,3	31,5	29,8	28,0	26,4	24,8	23,4	20,7	18,3	16,3
	20	72,9	36,6	34,6	32,7	30,8	28,9	27,2	25,6	22,7	20,1	17,9
	22	79,2	39,3	37,1	35,1	33,0	31,0	29,2	27,4	24,2	21,4	19,0
200	16	67,1	35,9	34,3	32,7	31,1	29,6	28,1	26,6	24,0	21,6	19,3
	18	74,6	39,6	37,8	35,9	34,2	32,4	30,8	29,1	26,1	23,4	21,0
	20	82,0	43,5	41,5	39,5	37,5	35,6	33,8	32,0	28,7	25,7	23,1
	22	89,2	46,9	44,6	42,4	40,2	38,1	36,2	34,2	30,5	27,3	24,5
	24	96,2	50,6	48,2	45,8	43,4	41,1	39,0	36,9	32,9	29,5	26,4
220	16	74,3	41,4	39,9	38,2	36,6	35,0	33,4	31,9	28,9	26,2	23,9
	18	82,8	46,1	44,4	42,6	40,8	38,9	37,2	35,5	32,2	29,2	26,6
	20	91,1	50,3	48,3	46,3	44,1	42,2	40,2	38,3	34,7	31,4	28,4
	22	99,2	54,7	52,5	50,3	48,0	46,0	43,8	41,7	37,8	34,2	30,9
	24	107,2	58,5	56,0	53,7	51,1	48,8	46,4	44,2	39,9	36,1	32,5
240	18	91,0	52,3	50,6	48,7	46,9	45,1	43,3	41,5	38,0	34,9	31,9
	20	100,2	57,6	55,7	53,6	51,7	49,6	47,7	45,7	41,9	38,4	35,1
	22	109,3	62,1	60,0	57,7	55,5	53,2	50,9	48,8	44,6	40,7	37,1
	24	118,1	67,1	64,8	62,4	59,9	57,5	55,1	52,8	48,2	44,0	40,1
	26	126,7	72,0	69,6	66,9	64,3	61,7	59,1	56,6	51,7	47,2	43,0
260	18	99,2	58,3	56,5	54,6	52,8	50,9	49,1	47,2	43,6	40,2	37,1
	22	119,3	70,1	67,9	65,6	63,5	61,2	59,1	56,8	52,5	48,4	44,6
	26	138,5	81,4	78,9	76,2	73,8	71,1	68,6	65,9	61,0	56,2	51,8
	30	157,2	91,3	88,2	85,4	82,4	79,1	76,3	73,3	67,4	62,0	56,8
	280	18	107,4	64,5	62,7	60,9	59,1	57,2	55,4	53,5	49,8	46,4
22		129,3	77,6	75,4	73,3	71,1	68,8	66,7	64,4	59,9	55,8	51,7
26		150,4	90,3	87,8	85,3	82,8	80,1	77,6	74,9	69,7	64,9	6,2
30		170,8	101,3	98,5	95,4	92,4	89,3	86,2	83,2	77,0	71,4	66,0
300		24	150,9	92,4	90,3	88,2	85,9	83,7	81,2	78,9	74,1	69,3
	28	173,5	105,1	102,7	99,8	97,2	94,3	91,4	88,5	82,8	77,3	71,8
	32	195,3	118,3	115,6	112,3	109,4	106,1	102,9	99,7	93,2	87,0	80,8
	36	216,5	131,1	128,1	124,5	121,2	117,6	114,1	110,5	103,3	96,4	89,6

Tabla 3.2.h Carga admisible de pilares de fundición, AHV.

Por otro lado se pueden obtener valores de la resistencia de este material mediante los métodos de cálculo siguientes en el supuesto de un pilar:

**Rankine:** con este método de cálculo la resistencia que se obtiene varía entre  $25 \text{ N/mm}^2$  y  $50 \text{ N/mm}^2$ , resistencias bajas en las cuales se supone ya aplicado el coeficiente de seguridad.

**Tetmajer:** Con este método se parte de una resistencia inicial de  $90 \text{ N/mm}^2$ , y por tanto, al contrario que Rankine, sin coeficiente de seguridad aplicado.

### 3.2.4. ACERO

El acero es una aleación entre el hierro y el carbono. El hierro por sí, es un material con una resistencia baja y muy dúctil; la aportación de carbono le confiere resistencia y dureza.

Según la cantidad de carbono que contenga, se obtienen las diferentes clases de acero; a más cantidad de carbono, más dureza y resistencia, aunque más fragilidad, y viceversa.

Si el porcentaje de carbono supera el 2% nos encontramos con las fundiciones, con un comportamiento muy frágil como se ha visto en este mismo apartado cuando se ha tratado la fundición como material.

Los aceros comunes tienen un contenido inferior al 2%, y los que se suelen utilizar en estructuras, no superan el 0,2-0,3%.

El acero pues, es un material que se obtiene mediante procesos industriales elaborados y complejos que transforman la materia prima en acero con unas características mínimas para su uso en la construcción, a modo de perfiles comerciales definidos, tipo IPN, IPE, HEB como los más representativos.

Es un material del cual se han realizado gran número de ensayos para estudiar su comportamiento y por tanto un material del cual es fácil obtener datos por lo que se refiere a las constantes que lo definen.

Hay gran variabilidad de propiedades que responden a las diferentes composiciones, tratamientos químicos, térmicos o mecánicos para los cuales se transforma para conseguir características óptimas según los usos.

Las principales normativas que regulan y caracterizan este material son la **EAE**, la instrucción de acero estructural, y el **EC-3**, Eurocódigo 3, Diseño de estructuras metálicas.

Ambas normativas establecen los parámetros básicos y las características mecánicas del material.

Las características genéricas que adoptan todos los aceros son:

<b>Módulo elasticidad longitudinal (N/mm<sup>2</sup>)</b>	210.000
<b>Módulo elasticidad transversal (N/mm<sup>2</sup>)</b>	81.000
<b>Coefficiente de Poisson</b>	0,3
<b>Coefficiente de dilatación térmica (°C<sup>-1</sup>)</b>	1,2x10 <sup>-5</sup>
<b>Densidad (kg/m<sup>3</sup>)</b>	7.850

**Tabla 3.2.i Características mecánicas del acero estructural.**

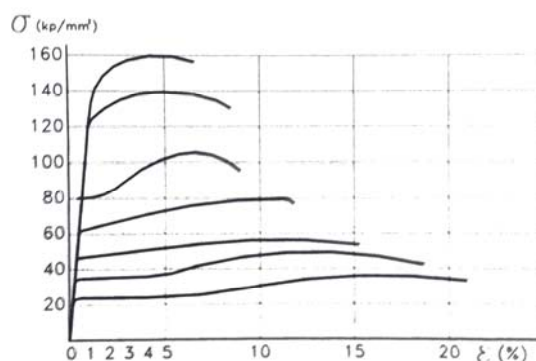
Como se ha comentado, según las características de los tratamientos y composición, existen varias calidades de acero que se diferencian por tener diferentes capacidades mecánicas, y con los que se alcanzan diferentes resistencias. Estas calidades se designan según la norma UNE EN 10025, y son 235 – 275 – 355 – 450.

Todas tienen el mismo valor para las características expuestas en el párrafo anterior, aunque varían tanto la tensión de ruptura como el límite elástico.

<b>Designación</b>	<b>f<sub>y</sub> (N/mm<sup>2</sup>)*</b>	<b>f<sub>u</sub> (N/mm<sup>2</sup>)</b>
<b>S 235 (JR/J0/J2)</b>	235 - 215	360
<b>S 275 (JR/J0/J2)</b>	275 – 255	410
<b>S 355 ((JR/J0/J2/K2)</b>	355 – 335	470
<b>S 450 (J0)</b>	450 – 410	550

\* Tensión dependiendo del espesor nominal

**Tabla 3.2.j Valores de designación de los diferentes aceros.**



**Figura 3.2.a Gráfica tensión - deformación del acero.**

### 3.2.5. HORMIGÓN ARMADO

El hormigón armado es un material compuesto por dos materiales principales, hormigón el cual se refuerza mediante barras corrugadas de acero en su interior, para conferir unas características resistentes superiores.

Estructuralmente el hormigón tiene un buen comportamiento frente a los esfuerzos de compresión, y todo lo contrario frente a los esfuerzos de tracción, cortante y flexión. Es por este motivo que se le colocan las armaduras para que el acero absorba estos esfuerzos que le son negativos.

Las principales normativas que regulan y caracterizan este material son la **EHE-08**, la instrucción de hormigón estructural, y el **EC-2**, Eurocódigo 2, Diseño de estructuras de hormigón.

Ambas normativas establecen los parámetros básicos y las características mecánicas del material.

La resistencia a compresión, depende del tipo de hormigón utilizado, siendo la mínima resistencia aceptada para uso estructural de  $25 \text{ N/mm}^2$ . Las resistencias características más comunes son 20 – 25 – 30 – 35 – 40 – 45 – 50.

Es un material que no sigue la ley de Hooke. Podemos ver en su diagrama tensión-deformación que sigue una primera parte recta para pasar a ser parabólica.

Esto comporta que el módulo de elasticidad tanto longitudinal como transversal no sea el mismo para todas las resistencias características, y que éste varíe sensiblemente dependiendo del valor de resistencia utilizado.

El diagrama tensión-deformación característico del hormigón depende de numerosas variables: edad del hormigón, duración de la carga, forma y tipo de la sección, naturaleza de la sollicitación, tipo de áridos, humedades de ambiente... Por lo que se utilizan diagramas característicos simplificados.

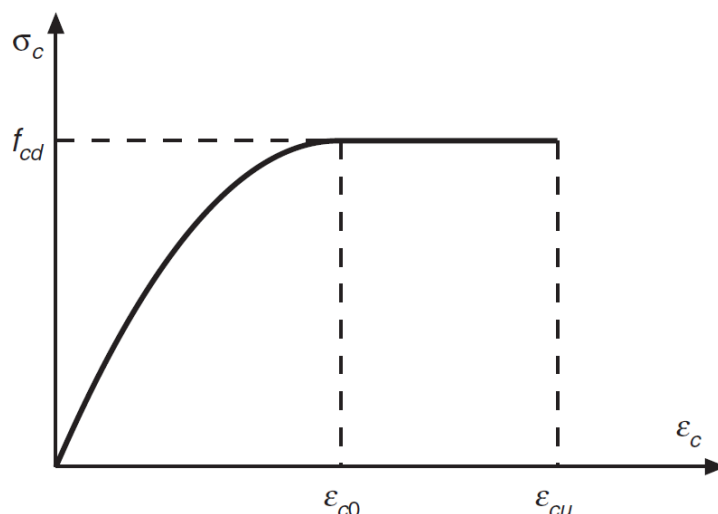


Figura 3.2.b Gráfica tensión-deformación del hormigón

Los módulos elásticos principales del hormigón y otros parámetros característicos serán:

	25	30	35	40	45	50
<b>E longitudinal (N/mm<sup>2</sup>)</b>	24.850	26.410	27.800	29.070	30.230	31.310
<b>E transversal (N/mm<sup>2</sup>)</b>	10.400	11.000	11.600	12.100	12.600	13.000
<b>Coeficiente de Poisson</b>	0,2					
<b>Coeficiente de dilatación térmica (°C<sup>-1</sup>)</b>	10 <sup>-5</sup>					
<b>Densidad (kg/m<sup>3</sup>)</b>	2.500					

Tabla 3.2.k Características mecánicas del hormigón.

Las tensiones máximas que puede soportar el hormigón también vienen determinadas a partir de la resistencia característica del mismo. Así pues, tenemos que la tensión máxima a compresión será  $\sigma_{cmax} = 0,60 \cdot f_{ck}$  y la tensión máxima a tracción  $\sigma_{tmax} = 0,30 \cdot (f_{ck}^2)^{1/3}$

Resistencia característica	25	30	35	40	45	50
Compresión	15	18	21	24	27	30
Tracción	2,56	2,89	3,20	3,50	3,79	4,07

**Tabla 3.2.I Tensiones características según el tipo de hormigón (N/mm<sup>2</sup>)**

### 3.2.6. HORMIGÓN CICLÓPEO

Es un material actualmente en desuso utilizado generalmente en algunas cimentaciones del arquetipo I.

El hormigón ciclópeo es un hormigón conformado a base de piedras de dimensiones considerables, conjuntamente con los componentes habituales del hormigón, que se van añadiendo a medida que se va hormigonando. Está constituido por un 40% de piedras y un 60% de hormigón.

Se le atribuye una resistencia mínima a compresión de unos 13N/mm<sup>2</sup> aproximadamente.

### 3.3. COMPORTAMIENTO A ROTURA DE LA OBRA DE FÁBRICA

En este punto se exponen tres aspectos significativos del comportamiento a rotura de la obra de fábrica. Éstos nos serán necesarios para poder realizar la lectura de los resultados del posterior análisis, y que por lo tanto se deben explicar previamente.

Estos aspectos son los siguientes:

- Anisotropía de la obra de fábrica
- Modelo de fractura cohesiva
- Zona plástica del frente de grieta

#### 3.3.1. ANISOTROPÍA DE LA OBRA DE FÁBRICA

Como se ha explicado anteriormente en el punto “3.2.1. *Obra de fábrica*”, éste es un material cuya característica particular es su marcada anisotropía, lo que quiere decir que no se produce el mismo comportamiento del material bajo unas mismas sollicitaciones, sino según la dirección en la que se aplica la acción.

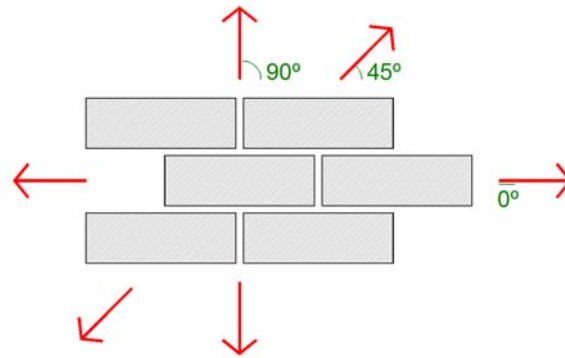
Las propiedades mecánicas y los mecanismos de rotura de material varían según la dirección de la acción que esté solicitando el material.

Este comportamiento es debido principalmente a la composición del material, formada por las piezas cerámicas y el mortero, obteniendo un material discontinuo que presenta planos de debilidad en las juntas entre piezas.

Este marcado comportamiento anisótropo es estudiado por **Page** (1981) y **Page** (1983), el cual muestra los resultados obtenidos del análisis de un centenar de paneles de obra de fábrica sometidos a diferentes tipos de sollicitaciones.

Se parte de la utilización de una obra de fábrica ortótropa, con una disposición ortogonal de las piezas, con lo que se obtienen 3 direcciones principales de actuación de las acciones aplicadas según el ángulo entre los tendeles de la obra de fábrica y la dirección de aplicación de las acciones, siendo éstas marcadas por los ángulos 0° - 45° - 90°.

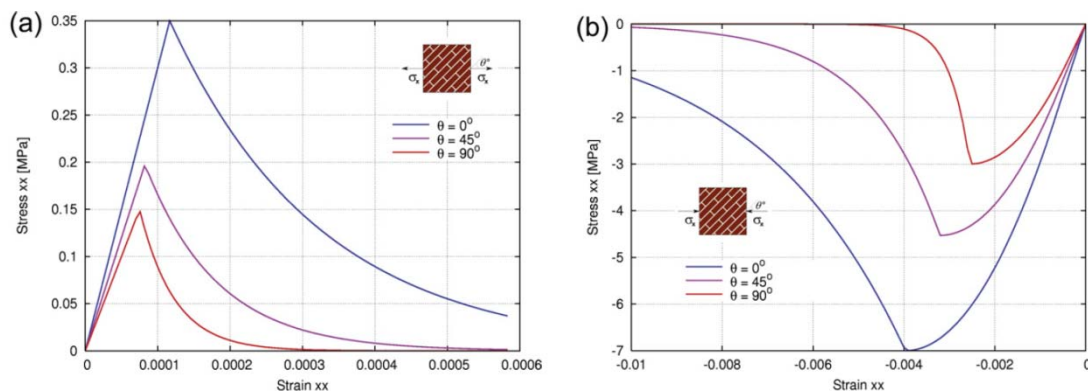




**Figura 3.3.a Direcciones principales aplicación acciones**

Page comprueba como las tensiones a tracción y a compresión máximas a las que se puede someter la obra de fábrica, son distintas según la dirección principal de aplicación de las acciones, verificando las distintas propiedades mecánicas en cada dirección.

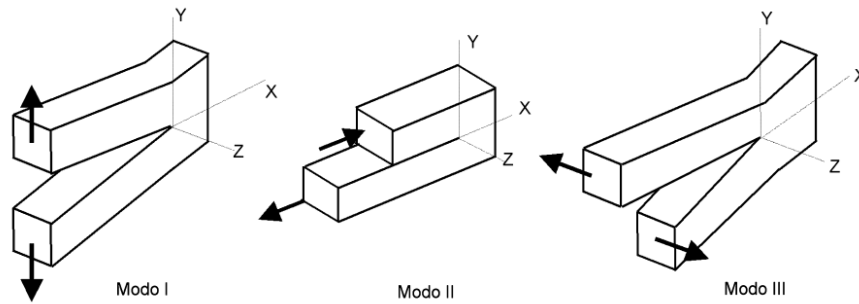
Los gráficos siguientes, actualizados por **Pelá** (2011), muestran el comportamiento tensión-deformación en los casos de tracción y compresión.



**Figura 3.3.b Diagramas tensión-deformación (a) tracción y (b) compresión**

Este comportamiento es debido a que, según la dirección de la acción que este solicitando el material, se involucran más o menos elementos para evitar la rotura del material, y se obtienen diferentes modos de fallo:

- Modo I: modo de apertura
- Modo II: modo de deslizamiento
- Modo III: modo de rotura transversal

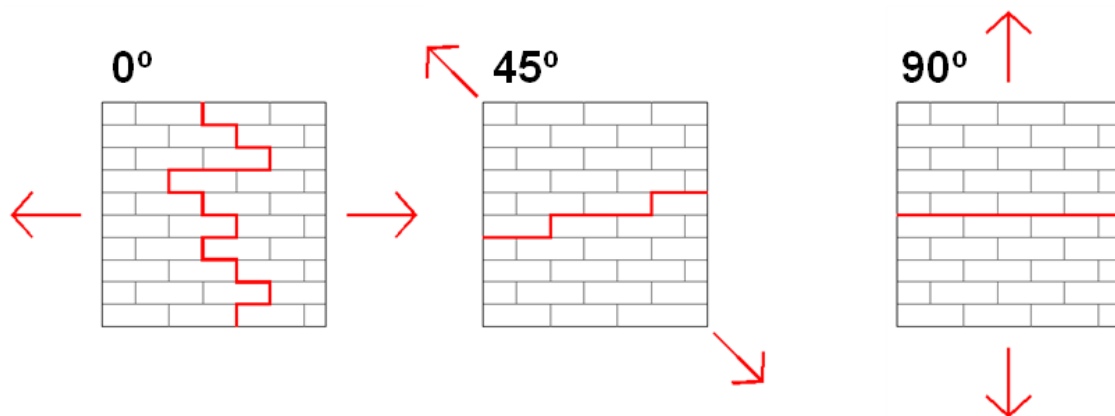


**Figura 3.3.c Modos de formación de grieta (Norma UNE 7540:1998)**

Para el presente trabajo, nos centraremos en el comportamiento frente la resistencia a tracción de la fábrica, que resulta más interesante para el análisis que se pretende realizar.

Se tendrán en cuenta las 3 direcciones principales de aplicación de acciones ( $0^\circ - 45^\circ - 90^\circ$ ) respecto los tendeles de la obra de fábrica.

Según la dirección de aplicación de las acciones, intervienen distintos mecanismos de rotura, según sean afectados los diferentes elementos de los que está compuesta la obra de fábrica. A su vez se acentúa la anisotropía del material por sus características cambiantes. Así pues tendremos 3 tipos de generación de grietas distintos:



**Figura 3.3.d Tipos de formación de grieta según dirección acción**

Como se desprende de la figura anterior, según la dirección de aplicación de la acción, la generación de la grieta involucra más o menos elementos.

En el caso de una dirección perpendicular a los tendeles de la obra de fábrica, es decir, a  $90^\circ$ , se moviliza la junta de mortero entre piezas cerámicas

adoptando el MODO I de formación de grieta. Éste es el caso que precisa de una tensión menor para generar la grieta.

El caso opuesto sería el que comprende una dirección paralela a los tendeles de la obra de fábrica, es decir  $0^\circ$ . Aquí se movilizan tanto juntas paralelas a los tendeles como juntas perpendiculares, actuando por lo tanto a la vez el MODO I y el MODO II de formación de grieta. Éste sería el caso en el que se precisará de una tensión más elevada para generar la grieta.

Para los casos que se encuentran entre éstos dos máximos, serán necesarias tensiones también comprendidas entre éstas mínimas y máximas; y se movilizaran combinaciones de formación de grieta.

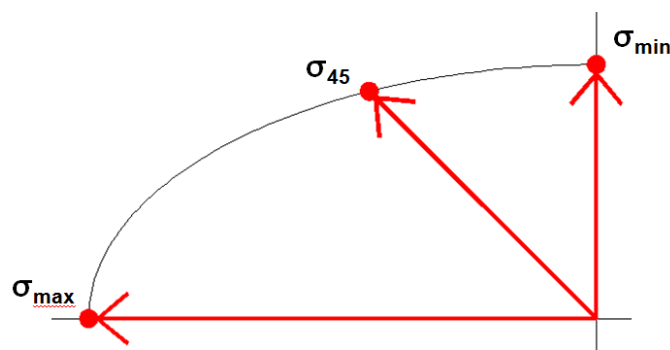


Figura 3.3.e Diagrama magnitud tensión según dirección de aplicación

El gráfico de la Figura 4.1.aq, “Diagrama magnitud tensión según dirección de aplicación”, es una propuesta de interpretación de dicho comportamiento anisótropo.

### 3.3.2. MODELO DE FRACTURA COHESIVA

**Hillerborg et al** (1976) analiza la formación y crecimiento de las grietas en materiales cuasi-frágiles como sería el hormigón y los morteros, adoptando el modelo de fractura cohesiva.

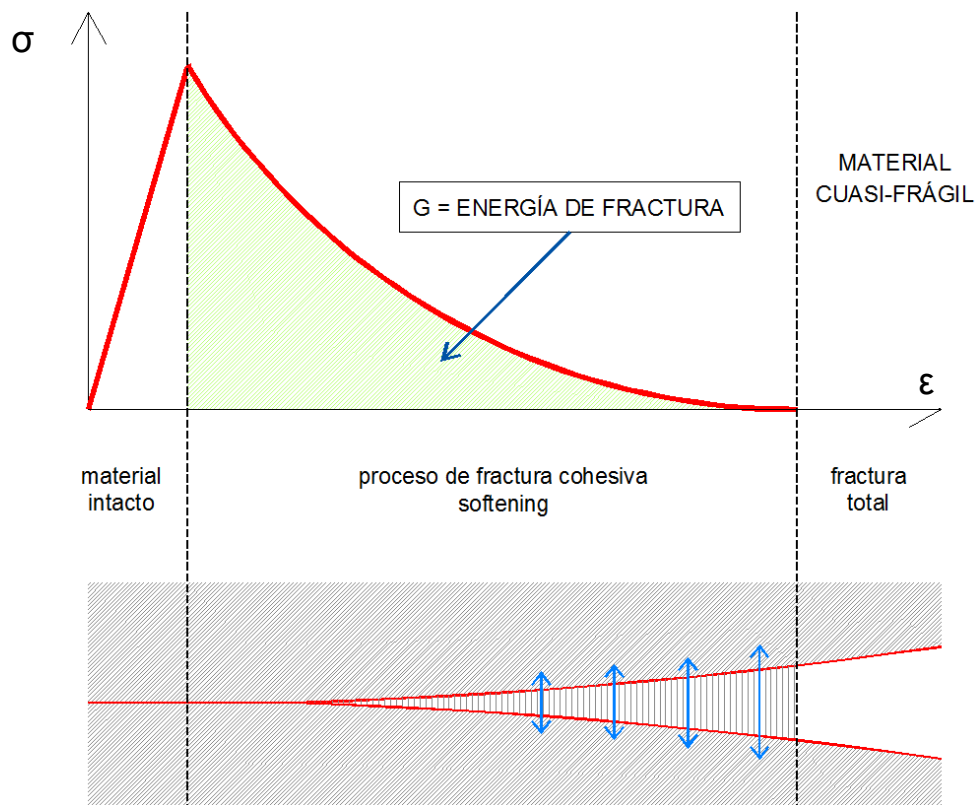
Este modelo se puede aplicar a cualquier tipo de material cuasi-frágil como sería el mismo terreno, las rocas e incluso las fábricas cerámicas. Esta aplicación la llevan a cabo **Reyes et al** (2009) y **Reyes et al** (2011) en sus estudios posteriores, en los que analizan el modelo de fractura cohesiva para la obra de fábrica concretamente.

Este modelo de fractura nos indica que, tras llegar a la tensión máxima de rotura del material, éste entra en una zona de caída de tensión y de deterioro, también llamada zona de proceso de fractura cohesiva o de *softening*, donde el material, aunque fisurado, es capaz de transmitir tensión entre los labios de misma grieta, mientras va llegando al agotamiento de su capacidad resistente.

En este punto se introduce un nuevo concepto, hasta ahora no contemplado en el presente trabajo: se trata del concepto de *energía de fractura (G)*.

La fractura total del material no se llega a alcanzar hasta acumular la energía necesaria para formalizar la grieta; momento a partir del cual ya no es capaz de transferir tensión a ambos lados de la fractura, procediéndose entonces a abrir la grieta de forma efectiva.

En la siguiente figura se esquematiza el comportamiento de este modelo de fractura.



**Figura 3.3.f Diagrama de tensión-deformación fábrica en relación al modelo de fractura cohesiva.**

La zona situada por debajo de la curva de *softening* se denomina G, energía de fractura, parámetro que depende directamente del material, y en el caso de la obra de fábrica, también de la orientación a estudiar.

La zona que nos delimita esta energía de fractura (G) representa, en una unidad de área fija, la energía que se disipa al ser atravesada por una fisura hasta llegar a la rotura.

Orientación	G (N/m)
0°	75
45°	54
90°	33

Tabla 3.3.a Tabla valores experimentales energía de fractura según Reyes (2011)

### 3.3.3. ZONA PLÁSTICA DEL FRENTE DE GRIETA

El presente trabajo, como se ha descrito con anterioridad, se realiza mediante un análisis elástico-lineal. Este tipo de análisis no tiene en cuenta la plasticidad del material, y lleva al modelo de cálculo a alcanzar en ciertos puntos tensiones muy elevadas.

Este punto lo exponen **José Luis Arana** y **Javier Jesús González** (2002) claramente en su publicación, párrafo de la cual se transcribe a continuación:

*“El análisis elástico-lineal de una grieta predice tensiones infinitas en el frente de grieta: En la práctica, todos los materiales, incluso pétreos, cerámicos y vidrios, son capaces de desarrollar un cierto grado de plasticidad en el frente de las grietas, por pequeño que sea en el caso de los tres citados. En la medida en que se desarrolla esta plasticidad, se amortigua el valor extremo de la tensión en frente de grieta, y se mejora la resistencia frente a la fractura frágil.*

*Los materiales reales presentan tensiones finitas en el frente de las grietas; precisamente la deformación de los materiales inelásticos, como la plasticidad en los metales y el <<crazing>> en los polímeros, proporciona un enromamiento (blunting) geométrico y una relajación de las tensiones en el frente de grieta, en la que se produce una deformación plástica y consecuentemente no puede existir una tensión singular. La región plástica es conocida como al **zona plástica del frente de grieta**”*

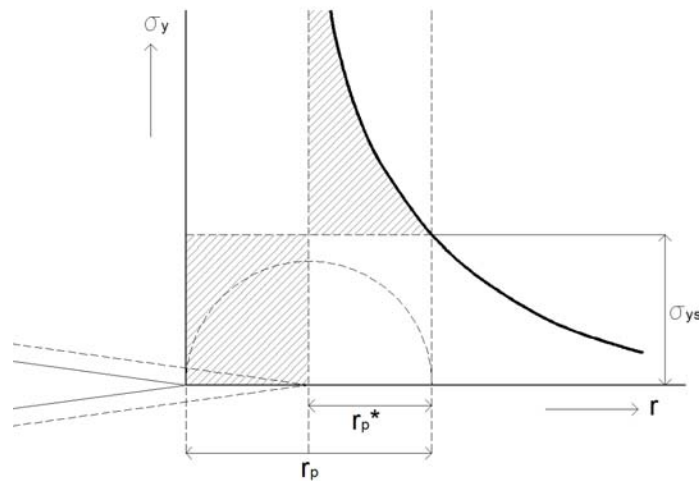
La definición de la dimensión de la zona plástica del frente de grieta, presenta varias aproximaciones, según modificaciones realizadas por varios autores.

Partimos de la primera aproximación propuesta por **Griffith** (1924), en la que estima una zona plástica, denominada  $r_p^*$ . Esta es la que se muestra en la siguiente figura.

$$r_p^* = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \left( \frac{K}{\sigma} \right)^2$$

Dónde:

$K$ = factor de intensidad de tensiones ( $K = \sqrt{G \cdot E}$ )  
 $\sigma$ = tensión máxima

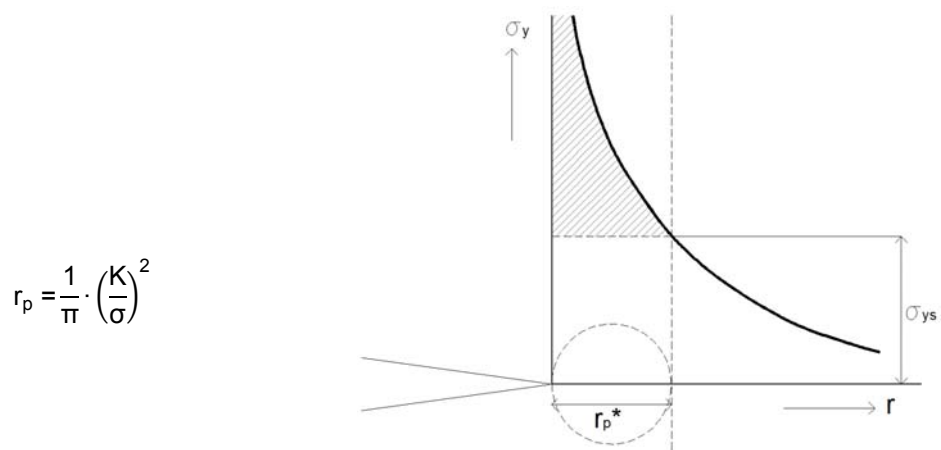


**Figura 3.3.g Estimación de la zona plástica del frente de grieta propuesta por Griffith. Formulación y gráfico**

**Irwin** (1960) realiza una segunda aproximación de la zona plástica, modificando la realizada por Griffith.

Considera que la grieta tiene una deformación elástica en su punto inicial, propiciada por una tensión equivalente, a la que sobrepasa el límite del material ( $\sigma_{ys}$ ).

Como se ve en la figura de continuación, la zona plástica, ahora denominada,  $r_p$ , tiene el doble de tamaño que la anterior,  $r_p = 2r_p^*$ .



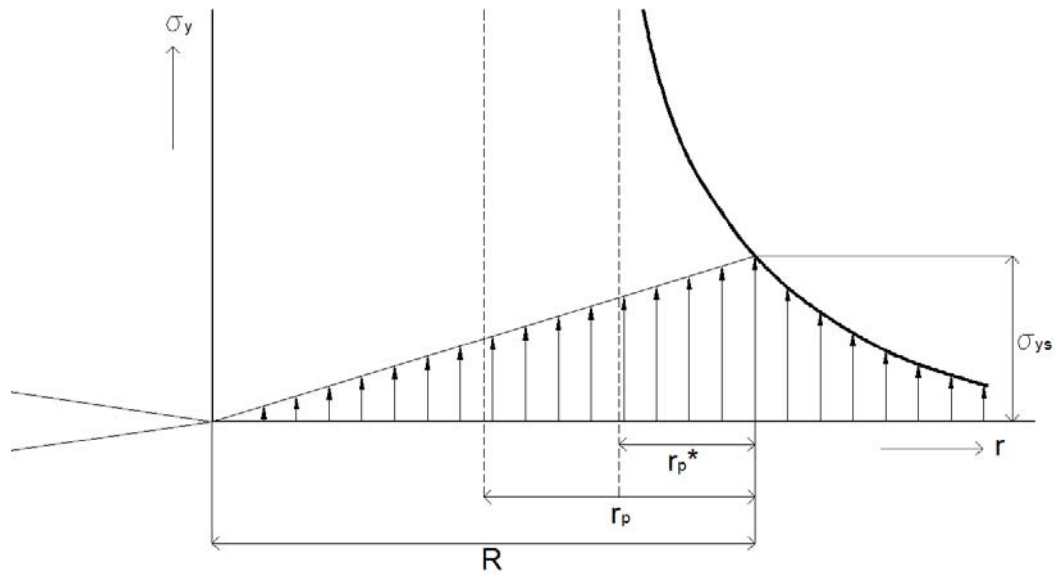
**Figura 3.3.h Estimación de la zona plástica del frente de grieta propuesta por Irwin. Formulación y gráfico**

Una última aproximación se encuentra referenciada en la bibliografía de **Bazant y Planas** (1998), dónde estiman que la teoría de Irwin está fundamentalmente pensada para el acero y que no es completamente aplicable a materiales cuasifrágiles, como la obra de fábrica en este caso.

Bazant y Planas asumen que el punto de inicio de la grieta es el único que ha alcanzado el softening completo, y el resto de puntos que lo preceden se encuentran en una distribución de tensiones lineal dentro de la zona plástica del frente de grieta.

Con esto demuestran que esta zona plástica es el doble que la propuesta por Irwin, siendo en este caso  $R$  la zona plástica del frente de grieta.

En la siguiente figura se puede ver la magnitud de  $R$ , respecto las aproximaciones de Irwin ( $r_p$ ) y Griffith ( $r_p^*$ ).



**Figura 3.3.i Estimación de la zona plástica del frente de grieta propuesta por Bazant y Planas.**

A partir de la formulación expuesta se obtienen los siguientes valores aproximados para la dimensión del frente de grieta según cada dirección:

Orientación	R (cm)
0°	49
45°	47
90°	46

**Tabla 3.3.b Tabla valores dimensión frente de grieta**



### 3.4. RIGIDECES DE LA VIGA EQUIVALENTE

Como se ha visto en el apartado correspondiente al estudio de la afectación de los movimientos de las pantallas en el terreno adyacente, los resultados difieren dependiendo de si ha habido un edificio o no en el terreno en cuestión, y de la carga que éste transmite al terreno.

Tal y como realizan **Potts&Addenbrooke (1997)** y **Franzius (2004)** en sus respectivos estudios, se modelizan los edificios como vigas equivalentes sobre el terreno para evaluar las reacciones que surgen en cada uno de los arquetipos y ver qué afectación tienen éstos sobre el terreno.

Para obtener la viga equivalente de cada modelo, se tiene que saber cuál es la rigidez global equivalente del edificio axial (**EA**) y a flexión (**EI**), y qué cargas (**Q**) transmite al terreno.

De esta manera se analiza cómo se comporta el terreno y cuáles son y qué magnitudes tienen los movimientos que se producen y que afectan a los propios edificios.

La rigidez del edificio vendrá determinada por los elementos constructivos que conforman la edificación y que ofrecen esta rigidez al sistema.

Según el arquetipo serán unos elementos o unos otros los que contribuyan en este parámetro.

En parámetros generales, los elementos que nos confieren rigidez al edificio, son los forjados como elementos horizontales rigidizadores, y los elementos verticales, en forma de paredes de carga o muros de hormigón, fachadas,... desestimando los pilares que al ser elementos de sección reducida no se tienen en cuenta. En este caso, todos estos elementos verticales que ayudan a la rigidez global del edificio, son los paralelos a las fachadas principales, para el tipo de análisis que se realiza en la que la afectación es lateral al edificio.

En primer lugar, se tienen que establecer los parámetros necesarios para el cálculo de las rigideces:

- Forjados equivalentes (3.4.1)
- Paredes equivalentes (3.4.2)

Una vez obtenidos los parámetros necesarios se podrá pasar a calcular las rigideces de cada uno de los modelos:

- Rigideces axial y flexión (3.4.3.)

### 3.4.1. FORJADOS EQUIVALENTES

Para poder analizar y comparar las diferentes estructuras, se transforma cada uno de los 4 tipos de forjado que conforman los modelos en un forjado equivalente de losa maciza de hormigón de un metro de ancho, que tenga un espesor equivalente  $C_{se}$ , y que por tanto tenga unas características mecánicas equivalentes al forjado inicial ( $I_{se}$ ,  $A_{se}$ ,  $E_{se}$ ).

#### 3.4.1.1. Forjado Arquetipo I:

Forjado de vigas de madera, de escuadría 15x25cm, con bovedilla doble de rasilla cerámica, y con relleno de runa de fábrica de ladrillo.

En esta tipología intervienen dos materiales, la MADERA y la FÁBRICA. Para realizar la homogeneización a losa de hormigón necesitamos los módulos de elasticidad de cada uno de los materiales, así como las inercias de cada uno de ellos dentro de la sección.

La inercia de las vigas de madera viene dada por las características de la escuadría de ésta. La inercia de la zona de relleno, se ha obtenido hallando un espesor equivalente que nos permita calcularla como un rectángulo.

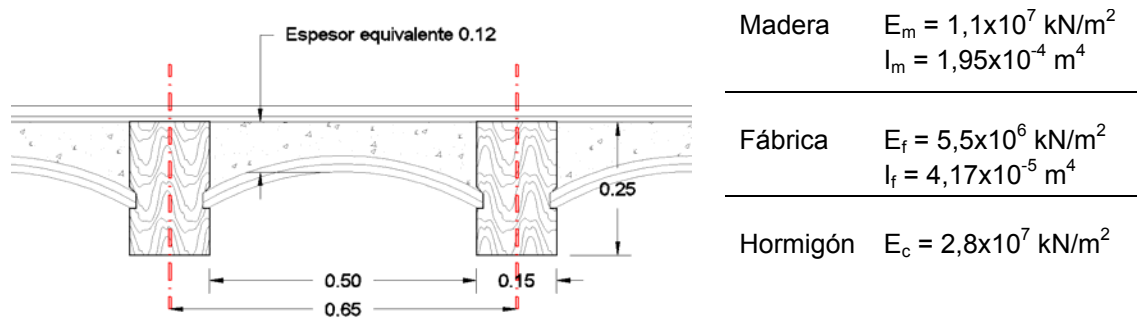


Figura 3.4.a Sección forjado arquetipo I

Obtenidas las inercias de los componentes y conocidos los valores del módulo de elasticidad de cada uno de ellos, se homogeneiza la sección a uno de los dos materiales presentes, mediante el factor de homogeneización ( $\nu$ ). Este factor se obtiene de la relación entre los módulos de dos materiales. En este caso el factor será la relación entre la  $E_m$  de la madera y el  $E_f$  de la fábrica; es de 2,00.

$$\square_1 = \frac{E_m}{E_f} = \frac{1,1 \cdot 10^7}{5,5 \cdot 10^6} = 2,00$$

Con este factor, transformamos la sección de fábrica a madera, y de esta manera obtenemos la nueva inercia de toda la sección homogeneizada.

$$I' = \frac{I_f}{\alpha} + I_m = \frac{4,17 \cdot 10^{-5}}{2} + 1,95 \cdot 10^{-4} = 2,15 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Esta inercia está considerada para una sección con un intereje de 0,65m de ancho, y que por tanto se tiene que pasar a una sección equivalente de un metro para poder comparar todos los forjados con la misma dimensión.

$$I_{\text{total}} = \frac{I'}{0,65} = \frac{2,15 \cdot 10^{-4}}{0,65} = 3,32 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4/\text{m}$$

Ahora tenemos la inercia total de una anchura de un metro y con la madera como material, por tanto, para transformarla en hormigón, nos basaremos otra vez en la relación entre módulos de elasticidad de los materiales, esta vez entre la MADERA y el HORMIGÓN, que es de 2,55.

$$\alpha_2 = \frac{E_c}{E_f} = \frac{2,8 \cdot 10^7}{1,1 \cdot 10^7} = 2,55$$

$$I_{\text{equivalente}} = \frac{I_{\text{total}}}{\alpha} = \frac{3,32 \cdot 10^{-4}}{2,55} = 1,30 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Así pues obtenemos la inercia equivalente del forjado de vigas de madera con bovedilla cerámica homogeneizada hormigón, la cual equivale a una losa de un metro de ancho y 0,12m de canto.

$$I_{\text{equivalente}} = \frac{b \cdot h^3}{12} \rightarrow h = \sqrt[3]{\frac{I \cdot 12}{b}} = \sqrt[3]{\frac{1,30 \cdot 10^{-4} \cdot 12}{1}} = 0,12 \text{ m}$$

Las características mecánicas equivalentes del forjado son las que se especifican en el cuadro siguiente:

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS EQUIVALENTES ARQUETIPO I		
Canto equivalente	$(C_{1e})$	0,12 m
Inercia equivalente	$(I_{1e})$	$1,44 \times 10^{-4} \text{ m}^4$
Área equivalente	$(A_{1e})$	$0,12 \text{ m}^2$
Módulo elasticidad equivalente	$(E_{1e})$	$2,8 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$

Tabla 3.4.a Características mecánicas equivalentes arquetipo I

### 3.4.1.2. Forjado Arquetipo II:

Forjado de vigas de acero, IPN 140, con bovedilla doble de rasilla cerámica, y con relleno de runa de fábrica de ladrillo.

En esta tipología intervienen dos materiales, el ACERO y la FÁBRICA. Para realizar la homogeneización a losa de hormigón necesitamos los módulos de elasticidad de cada uno de los materiales, así como las inercias de cada uno de ellos dentro de la sección.

La inercia de las vigas metálicas viene dada por las características del perfil. La inercia de la zona de relleno, se ha obtenido hallando un espesor equivalente que nos permita calcularla como a un rectángulo.

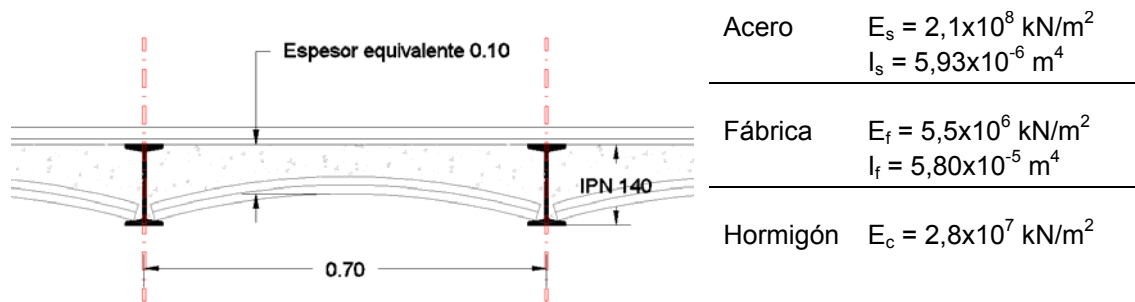


Figura 3.4.b Sección forjado arquetipo II

Obtenidas las inercias de los componentes y conocidos los valores del módulo de elasticidad de cada uno de ellos, se homogeneiza la sección a uno de los dos materiales presentes, mediante el factor de homogeneización ( $\nu$ ). Este factor se obtiene de la relación entre los módulos de los dos materiales. En este caso el factor será la relación entre la  $E_a$  del acero y la  $E_f$  de la fábrica; es de 38,20.

$$\alpha_1 = \frac{E_a}{E_f} = \frac{2,1 \cdot 10^8}{5,5 \cdot 10^6} = 38,20$$

Con este factor, transformamos la sección de fábrica a acero, y de esta manera obtenemos la nueva inercia de toda la sección homogeneizada.

$$I' = \frac{I_f}{\alpha} + I_m = \frac{5,8 \cdot 10^{-5}}{38,20} + 5,93 \cdot 10^{-6} = 7,45 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

Esta inercia está considerada para una sección con intereje de 0,70m de ancho, y que por tanto se tiene que pasar a una sección equivalente de un metro para poder comparar todos los forjados con la misma dimensión.

$$I_{\text{total}} = \frac{I'}{0,70} = \frac{7,45 \cdot 10^{-6}}{0,70} = 1,06 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4/\text{m}$$

Ahora tenemos la inercia total de una anchura de un metro y con el acero como material, por tanto, para transformarla en hormigón, nos basaremos otra vez en la relación entre módulos de elasticidad de los materiales, esta vez entre el ACERO y el HORMIGÓN que es de 0,13.

$$\alpha_2 = \frac{E_c}{E_a} = \frac{2,8 \cdot 10^7}{2,1 \cdot 10^8} = 0,13$$

$$I_{\text{equivalente}} = \frac{I_{\text{total}}}{\alpha} = \frac{1,06 \cdot 10^{-5}}{0,13} = 7,95 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

Así pues, obtenemos la inercia equivalente del forjado de vigas metálicas con revoltón cerámico homogeneizado hormigón, la cual equivale a una losa de un metro de ancho y 0,10 de canto.

$$I_{\text{equivalente}} = \frac{b \cdot h^3}{12} \rightarrow h = \sqrt[3]{\frac{I \cdot 12}{b}} = \sqrt[3]{\frac{7,95 \cdot 10^{-5} \cdot 12}{1}} = 0,10 \text{ m}$$

Las características mecánicas equivalentes del forjado son las que se especifican en el cuadro siguiente:

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS EQUIVALENTES ARQUETIPO II		
Canto equivalente	( $C_{2e}$ )	0,10 m
Inercia equivalente	( $I_{2e}$ )	$0,83 \times 10^{-4} \text{ m}^4$
Área equivalente	( $A_{2e}$ )	$0,10 \text{ m}^2$
Módulo elasticidad equivalente	( $E_{2e}$ )	$2,8 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$

Tabla 3.4.b Características mecánicas equivalentes arquetipo II

### 3.4.1.3. Forjado Arquetipo III:

Forjado reticular de hormigón con un intereje de 0,80cm. Esta tipología sólo interviene el HORMIGÓN como material y por lo tanto no se necesitará aplicar ningún tipo de factor de homogeneización de materiales.

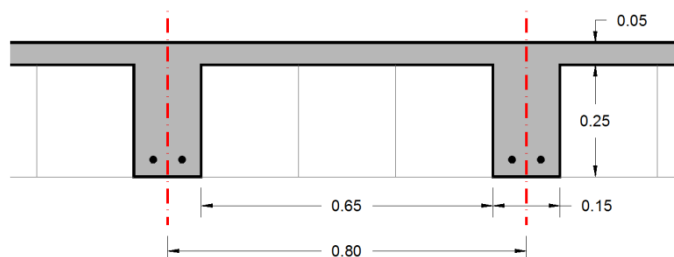


Figura 3.4.c Sección forjado arquetipo III

La inercia viene dada por la sección de hormigón, por tanto se calculará la inercia de toda la sección sin aligerar, restando la inercia de la zona aligerada.

$$I_{\text{real}} = I_{\text{total}} - I_{\text{aligerada}} = \frac{0,80 \cdot 0,3^3}{12} - \frac{0,65 \cdot 0,25^3}{12} = 9,54 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Esta inercia está considerada para una sección con intereje de 0,80m de ancho, y que por tanto se tiene que pasar a una sección equivalente de un metro para poder comparar todos los forjados con la misma dimensión.

$$I_{\text{equivalente}} = \frac{I_{\text{real}}}{0,80} = \frac{9,54 \cdot 10^{-4}}{0,80} = 1,19 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4/\text{m}$$

Así pues, obtenemos la inercia equivalente del forjado reticular, la cual equivale a una losa de un metro de ancho y 0,24m de canto.

$$I_{\text{equivalente}} = \frac{b \cdot h^3}{12} \rightarrow h = \sqrt[3]{\frac{I \cdot 12}{b}} = \sqrt[3]{\frac{1,19 \cdot 10^{-3} \cdot 12}{1}} = 0,24 \text{ m}$$

Las características mecánicas equivalentes del forjado son las que se especifican en el cuadro siguiente:

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS EQUIVALENTES ARQUETIPO III		
Canto equivalente	(C <sub>3e</sub> )	0,24 m
Inercia equivalente	(I <sub>3e</sub> )	11,5x10 <sup>-4</sup> m <sup>4</sup>
Área equivalente	(A <sub>3e</sub> )	0,24 m <sup>2</sup>
Módulo elasticidad equivalente	(E <sub>3e</sub> )	2,8x10 <sup>7</sup> kN/m <sup>2</sup>

Tabla 3.4.c Características mecánicas equivalentes arquetipo III

#### 3.4.1.4. Forjado Arquetipo IV:

El forjado de esta tipología ya es una losa de hormigón de 0,30m de canto y por tanto no se tiene que realizar ningún tipo de transformación. Esta tipología sólo interviene el HORMIGÓN como material y por lo tanto no se necesitará aplicar ningún tipo de factor de homogeneización de materiales.

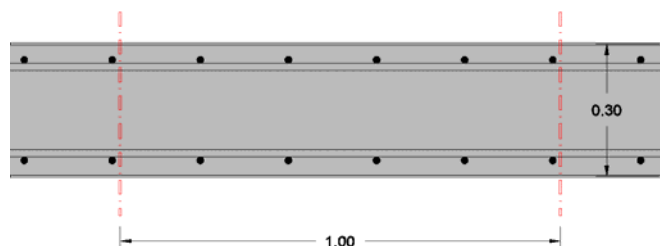


Figura 3.4.d Sección forjado arquetipo IV

Las características mecánicas equivalentes del forjado son las que se especifican en el siguiente cuadro:

<b>CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS EQUIVALENTES ARQUETIPO IV</b>		
<b>Canto equivalente</b>	$(C_{4e})$	0,30 m
<b>Inercia equivalente</b>	$(I_{4e})$	$22,5 \times 10^{-4} \text{ m}^4$
<b>Área equivalente</b>	$(A_{4e})$	$0,30 \text{ m}^2$
<b>Módulo elasticidad equivalente</b>	$(E_{4e})$	$2,8 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$

**Tabla 3.4.d Características mecánicas equivalentes arquetipo IV**

### **3.4.2. PAREDES EQUIVALENTES**

Las paredes equivalentes son el siguiente paso para poder simular los edificios en una viga equivalente. Se trata de conferir a un muro de dimensiones iguales a la anchura y altura del modelo que se analiza, un espesor determinado que proporcione las características de rigidez iguales al edificio estudiado.

Para transformar el edificio en una pared equivalente, se analiza el porcentaje entre zonas huecas y macizas de cada uno de los elementos que intervienen, y se busca el espesor a partir de esta relación. Se tiene en cuenta el espesor del muro original.

Los elementos que se tendrán en cuenta en este estudio serán como se ha descrito en el apartado inicial, las paredes y muros de carga, ya sean de obra de fábrica o de hormigón armado, paralelos a las fachadas del modelo y con las alturas pertinentes. Los pilares se obviarán por tener poca dimensión.

#### **3.4.2.1. Arquetipo I**

En esta tipología intervienen los muros de la fachada principal y de la fachada posterior con las alturas correspondientes.

##### **3.4.2.1.1. Modelo I.1**

El modelo I.1 consta de planta baja y planta piso, las dimensiones del paramento, así como de los huecos implicados son las que se muestran en el gráfico siguiente.



En este caso se ha tenido en cuenta el tramo de pared superior a la planta piso, ya que soporta la estructura de la cubierta y tiene las mismas características que el resto de la fachada.

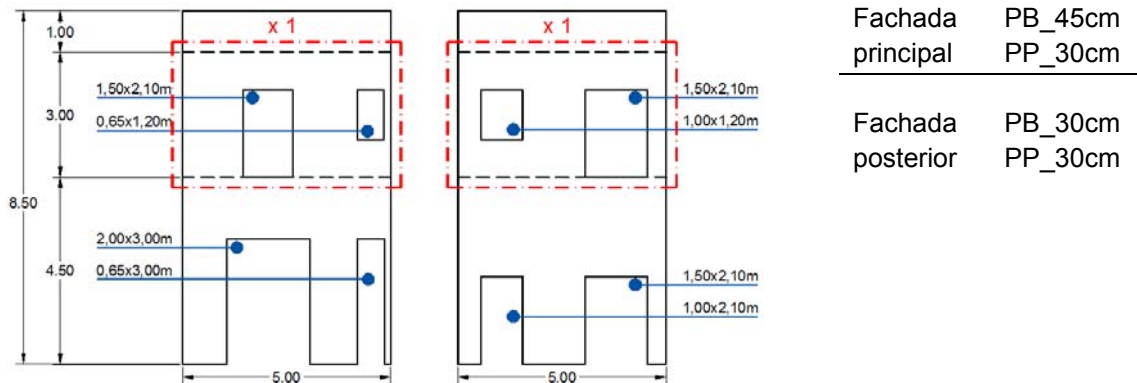


Figura 3.4.e Alzados muros modelo I.1

En primer lugar se establece la dimensión de la pared equivalente que será de 5,00x8,50m con una superficie de 42,50m<sup>2</sup>.

Se determina para cada una de las fachadas la superficie de huecos que la conforman, para poder hallar la relación hueco/macizo del elemento, tal y como

			fachadas/paredes			huecos					relación hueco/macizo	
			altura	ancho muro	superficie	nº plantas	unidades	ancho	altura	m2	m2 hueco	% hueco
<b>MODELO I.1</b>												
fachada principal	PB	8,50	5,00	42,50	1	1	2,00	3,00	6,00	11,25	25%	
	PP				1	1	0,65	3,00	1,95			
	PP				1	1	1,20	2,10	2,52			
fachada posterior	PB	8,50	5,00	42,50	1	1	1,50	2,10	3,15	9,60	25%	
	PP				1	1	1,00	2,10	2,10			
	PP				1	1	1,50	2,10	3,15			

Tabla 3.4.e Resumen análisis superficies muros I.1

Aplicando el porcentaje obtenido al espesor de los elementos, obtenemos el espesor equivalente de cada uno de ellos.

En la fachada principal tenemos 2 espesores diferentes que se tendrán que unificar antes de aplicar el porcentaje correspondiente. Se realiza una media entre alturas y espesores.

Planta baja	4,50m de 0,45m	$\frac{(4,50 \cdot 0,45) + (4,00 \cdot 0,30)}{8,50} = 0,379\text{m per tant}$	8,50m de 0,379m
Planta piso	4,00m de 0,30m		

Aplicando los porcentajes correspondientes a cada uno de los muros obtenemos el espesor equivalente global del edificio de 0,032m.

		muro equivalente				
		altura planta	espesor muro	espesor equiv fachada	aplicando%	espesor equiv edificio
<b>MODELO I.1</b>						
fachada principal	PB	4,50	0,45	0,379	0,285	<b>0,032</b>
	PP	4,00	0,30			
fachada posterior	PB	4,50	0,30	0,300	0,225	
	PP	4,00	0,30			

Tabla 3.4.f Muro equivalente I.1

### 3.4.2.1.2. Modelo I.3

El modelo I.3 consta de planta baja y tres plantas piso, las dimensiones del paramento, así como las de los huecos implicados son las que se muestran en el gráfico siguiente.

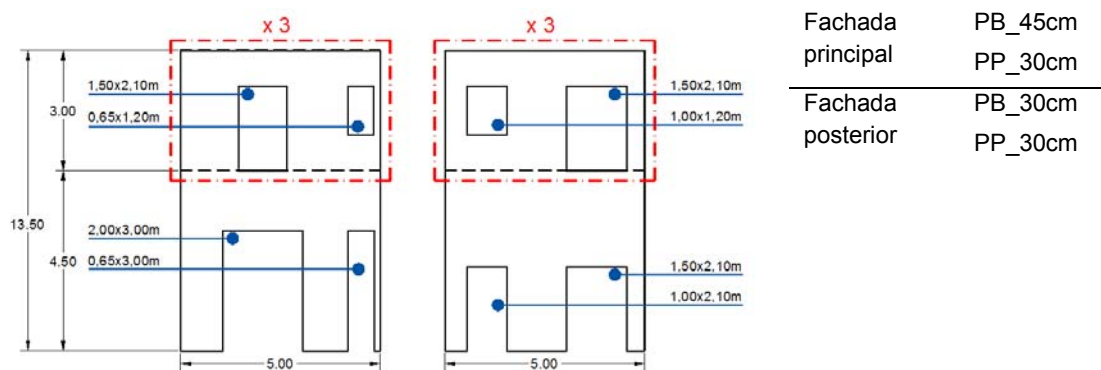


Figura 3.4.f Alzados muros modelo I.3

En primer lugar se establece la dimensión de la pared equivalente que será de 5,00x13,50m con una superficie de 67,50m<sup>2</sup>.

Se determina para cada una de las fachadas la superficie de huecos que la conforman, para poder hallar la relación hueco/macizo del elemento, tal y como muestra la tabla resumen siguiente:

		fachadas/paredes			huecos					relación hueco/macizo	
		altura	ancho muro	superficie	nº plantas	unidades	ancho	altura	m2	m2 hueco	% hueco
<b>MODELO I.3</b>											
fachada principal	PB	13,50	5,00	67,50	1	1	2,00	3,00	6,00	17,85	25%
	PP						0,65	3,00	1,95		
fachada posterior	PB				3	1	1,20	2,10	7,56		
	PP						0,65	1,20	2,34		
fachada principal	PB				1	1	1,50	2,10	3,15		
	PP						1,00	2,10	2,10		
fachada posterior	PB	3	1	1,50	2,10	9,45					
	PP			1,00	1,20	3,60					

**Tabla 3.4.g Resumen análisis superficies muros I.3**

Aplicando los porcentajes correspondientes al espesor de los elementos obtenemos el espesor equivalente de cada uno de ellos.

En la fachada principal tenemos 2 espesores diferentes que se tendrán que unificar antes de aplicar el porcentaje correspondiente. Se realiza una media entre alturas y espesores.

$$\begin{array}{l}
 \text{Planta baja} \quad 4,50\text{m de } 0,45\text{m} \\
 \text{Planta piso} \quad 9,00\text{m de } 0,30\text{m}
 \end{array}
 \left| \frac{(4,50 \cdot 0,45) + (9,00 \cdot 0,30)}{13,50} = 0,35\text{m} \text{ per tant } 13,50\text{m de } 0,35\text{m}
 \right.$$

Aplicando los porcentajes correspondientes a cada uno de los muros obtenemos el espesor equivalente global del edificio de 0,03m.

		muro equivalente				
		altura planta	espesor muro	espesor equiv fachada	aplicando %	espesor equiv edificio
<b>MODELO I.3</b>						
fachada principal	PB	4,50	0,45	0,350	0,263	0,030
	PP	9,00	0,30			
fachada posterior	PB	4,50	0,30	0,300	0,225	
	PP	9,00	0,30			

**Tabla 3.4.h Muro equivalente I.3**

### 3.4.2.1.3. Modelo I.5

El modelo I.5 consta de planta baja y cinco plantas piso, las dimensiones del paramento, así como las de los huecos implicados son las que se muestran en el gráfico siguiente.

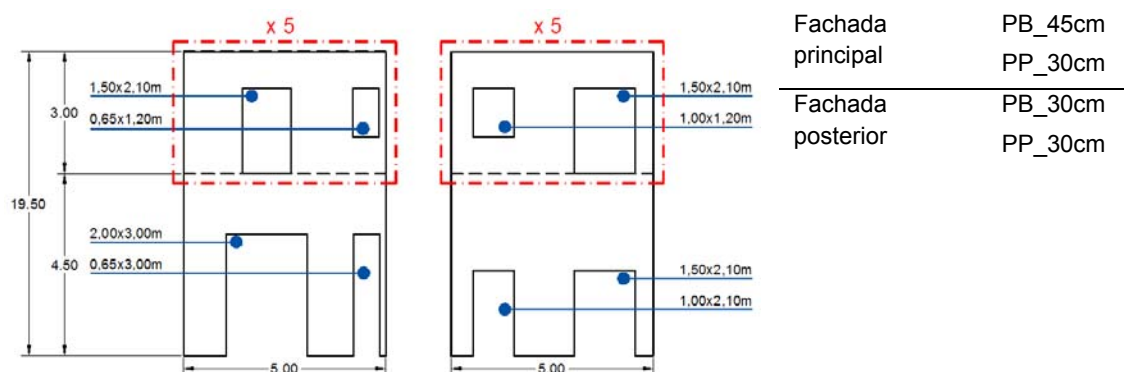


Figura 3.4.g Alzados muros modelo I.5

En primer lugar se establece la dimensión de la pared equivalente que será de 5,00x19,50m, con una superficie de 97,50m<sup>2</sup>.

Se determina para cada una de las fachadas la superficie de huecos que la conforman, para poder hallar la relación hueco/macizo del elemento, tal y como muestra la tabla resumen siguiente:

		fachadas/paredes			huecos					relación hueco/macizo	
		altura	ancho muro	superficie	nº plantas	unidades	ancho	altura	m2	m2 hueco	% hueco
<b>MODELO I.5</b>											
fachada principal	PB	19,50	5,00	97,50	1	1	2,00	3,00	6,00	24,45	25%
					1	0,65	3,00	1,95			
PP	5				1	1,20	2,10	12,60			
					1	0,65	1,20	3,90			
fachada posterior	PB				1	1	1,50	2,10	3,15	27,00	30%
					1	1,00	2,10	2,10			
	PP	5	1	1,50	2,10	15,75					
		1	1,00	1,20	6,00						

Tabla 3.4.i Resumen análisis superficies muros I.5

Aplicando el porcentaje correspondiente el espesor de los elementos obtenemos el espesor equivalente de cada uno de ellos.

En la fachada principal tenemos 2 espesores diferentes que se tendrán que unificar antes de aplicar el porcentaje correspondiente. Se realiza una media entre las alturas y los espesores.

Planta baja	4,50m de 0,45m	$\frac{(4,50 \cdot 0,45) + (15,00 \cdot 0,30)}{19,50} = 0,335\text{m per tant}$	19,50m de 0,335m
Planta piso	15,00m de 0,30m		

Aplicando los porcentajes correspondientes a cada uno de los muros obtenemos el espesor equivalente global del edificio de 0,029m.

		muro equivalente				
		altura planta	espesor muro	espesor equiv fachada	aplicando %	espesor equiv edificio
<b>MODELO I.5</b>						
fachada principal	PB	4,50	0,45	0,335	0,251	<b>0,029</b>
	PP	15,00	0,30			
fachada posterior	PB	4,50	0,30	0,300	0,210	
	PP	15,00	0,30			

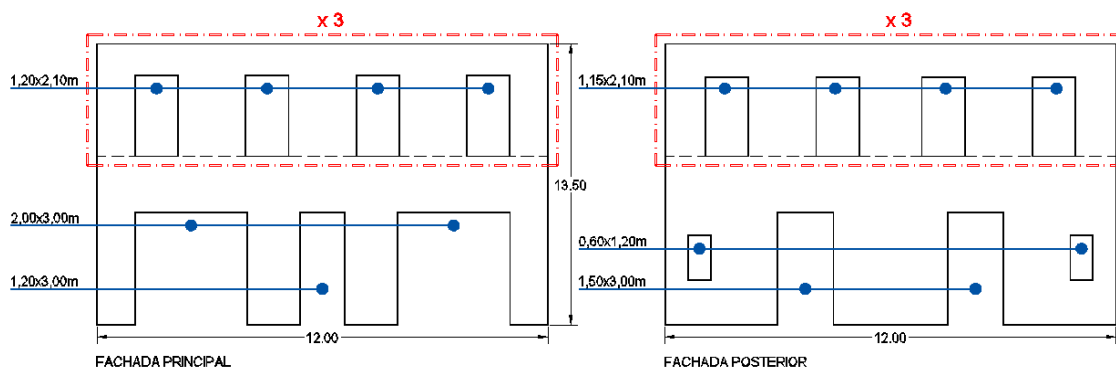
**Tabla 3.4.j Muro equivalente I.5**

### 3.4.2.2. Arquetipo II

En esta tipología intervienen los muros de la fachada principal, de la fachada posterior y todas las paredes interiores con las alturas correspondientes; contribuyen 6 elementos verticales a la rigidez del conjunto.

#### 3.4.2.2.1. Modelo II.3

El modelo II.3 consta de planta baja y tres plantas piso, las dimensiones del paramento, así como las de los huecos implicados son las que se muestran en el gráfico siguiente.



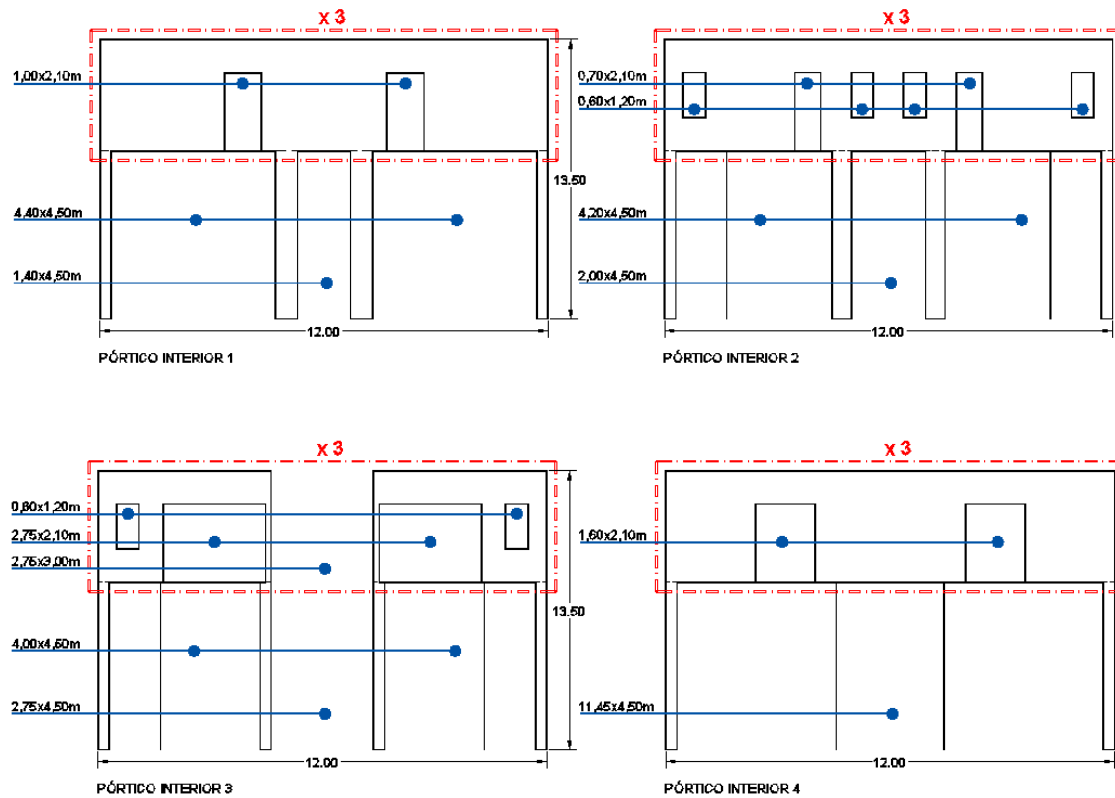


Figura 3.4.h Alzado muros modelo II.3

Fachada principal	PB_45cm PP_30cm
Paredes interiores	PB_0cm PP_15cm
Fachada posterior	PB_30cm PP_30cm

En primer lugar se establece la dimensión de la pared equivalente que será de 12,00x13,50m, con una superficie de 162,00m<sup>2</sup>.

Se determina para cada una de las fachadas, la superficie de huecos que la conforman, para poder hallar la relación hueco/macizo del elemento, tal y como muestra la tabla resumen siguiente:

		fachadas/paredes			huecos					relación hueco/macizo	
		altura	ancho muro	superficie	n° plantas	unidades	ancho	altura	m2	m2hueco	% hueco
<b>MODELO II.3</b>											
fachada principal	PB	13,50	12,00	162,00	1	2	3,00	3,00	18,00	51,84	30%
	PP				1	1	1,20	3,00	3,60		
fachada posterior	PB				1	2	1,50	3,00	9,00	39,42	25%
	PP				3	4	1,20	2,10	30,24		
interior 1	PB				1	2	4,40	4,50	39,60	58,50	35%
	PP				3	2	1,40	4,50	6,30		
interior 2	PB				1	2	4,20	4,50	37,80	64,26	40%
	PP				3	4	2,00	4,50	9,00		
interior 3	PB				1	4	0,60	1,20	8,64	71,69	45%
	PP				3	2	0,70	2,10	8,82		
interior 4	PB				1	2	4,00	4,50	36,00	112,10	70%
	PP				3	2	2,75	13,50	37,13		
					3	2	2,75	2,10	34,65		
					3	2	0,60	1,20	4,32		

**Tabla 3.4.k Resumen análisis superficies muros II.3**

Aplicando el porcentaje correspondiente al espesor de los elementos obtenemos el espesor equivalente de cada uno de ellos.

En la fachada principal tenemos 2 espesores diferentes que se tendrán que unificar antes de aplicar el porcentaje correspondiente. Se realiza una media entre alturas y espesores.

Planta baja	4,50m de 0,45m	$\frac{(4,50 \cdot 0,45) + (9,00 \cdot 0,30)}{13,50} = 0,35m \text{ per tant}$	13,50m de 0,35m
Planta piso	9,00m de 0,30m		

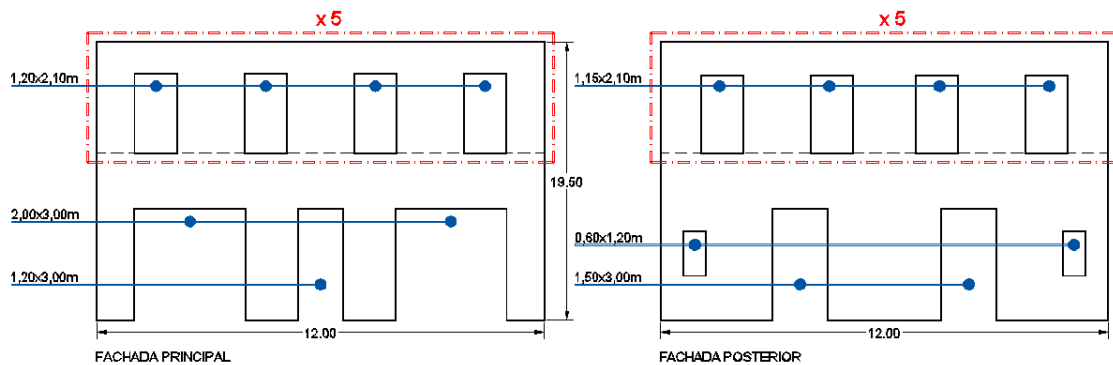
Aplicando los porcentajes correspondientes a cada uno de los muros obtenemos el espesor equivalente global del edificio de 0,036.

		muro equivalente				
		altura planta	espesor muro	espesor equiv fachada	aplicando %	espesor equiv edificio
<b>MODELO II.3</b>						
fachada principal	PB	4,50	0,45	0,350	0,245	<b>0,036</b>
	PP	9,00	0,30			
fachada posterior	PB	4,50	0,30	0,300	0,225	
	PP	9,00	0,30			
interior 1	PB	4,50	0,15	0,150	0,098	
	PP	9,00	0,15			
interior 2	PB	4,50	0,15	0,150	0,090	
	PP	9,00	0,15			
interior 3	PB	4,50	0,15	0,150	0,083	
	PP	9,00	0,15			
interior 4	PB	4,50	0,15	0,150	0,045	
	PP	9,00	0,15			

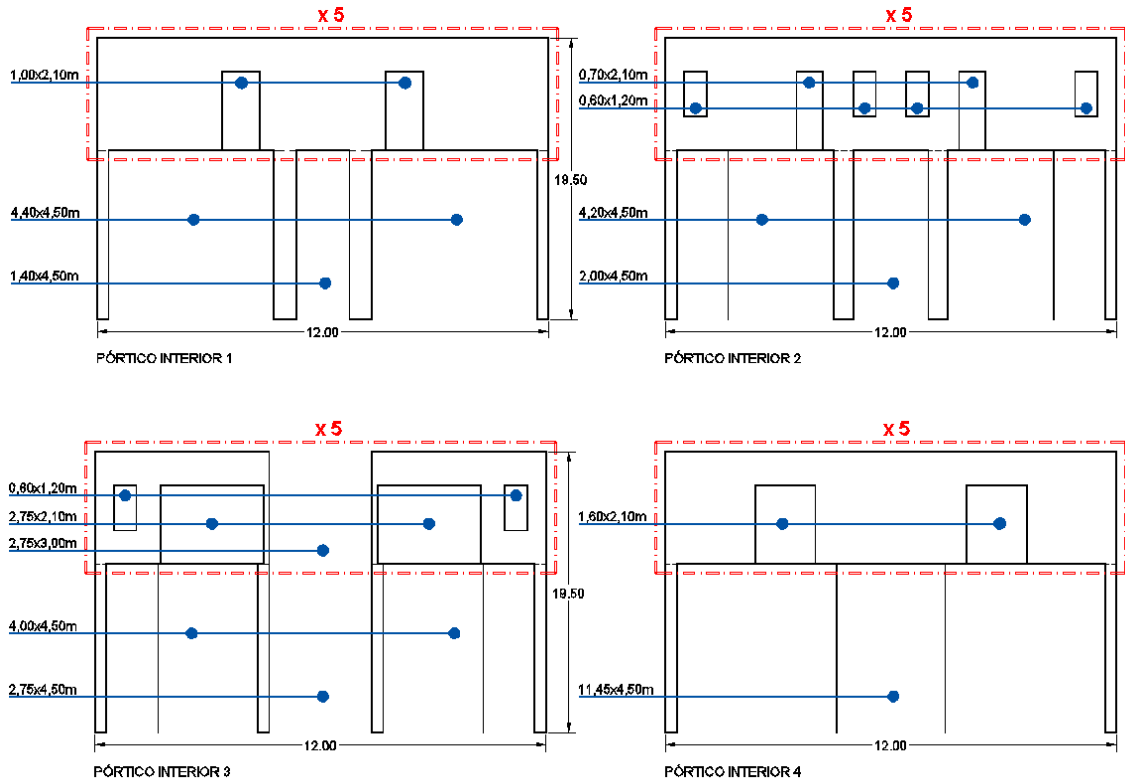
Tabla 3.4.I Muro equivalente II.3

**3.4.2.2.2. Modelo II.5**

El modelo II.5 consta de planta baja y cinco plantas piso, las dimensiones del paramento, así como las de los huecos implicados son las que se muestran en el gráfico siguiente.







Fachada principal	PB_45cm
	PP_30cm
Paredes interiores	PB_0cm
	PP_15cm
Fachada posterior	PB_30cm
	PP_30cm

**Figura 3.4.i Alzado muros modelo II.5**

En primer lugar se establece la dimensión de la pared equivalente que será de 12,00x19,50m, con una superficie de 234,00m<sup>2</sup>

Se determina, para cada una de las fachadas, la superficie de huecos que la conforman, para poder hallar la relación hueco/macizo del elemento tal y como muestra la tabla resumen siguiente:

		fachadas/paredes			huecos					relación hueco/macizo	
		altura	ancho muro	superficie	n° plantas	unidades	ancho	altura	m2	m2 hueco	% hueco
<b>MODELO II.5</b>											
fachada principal	PB	19,50	12,00	234,00	1	2	3,00	3,00	18,00	72,00	30%
	PP				1	1	1,20	3,00	3,60		
fachada posterior	PB				1	2	1,50	3,00	9,00	58,74	25%
	PP				2	0,60	1,20	1,44			
interior 1	PB				1	2	4,40	4,50	39,60	66,90	30%
	PP				1	1,40	4,50	6,30			
interior 2	PB				1	2	4,20	4,50	37,80	75,90	30%
	PP				1	2,00	4,50	9,00			
interior 3	PB				1	1	11,45	4,50	51,53	85,13	35%
	PP				5	2	1,60	2,10	33,60		
interior 4	PB				1	2	4,00	4,50	36,00	154,58	65%
	PP				1	2,75	19,50	53,63			
	PP				5	2	2,75	2,10	57,75		
	PP				5	2	0,60	1,20	7,20		

**Tabla 3.4.m Resumen análisis superficies muros II.5**

Aplicando el porcentaje correspondiente al espesor de los elementos obtenemos el espesor equivalente de cada uno de ellos.

En la fachada principal tenemos dos espesores diferentes que se tendrán que unificar antes de aplicar el porcentaje correspondiente. Se realiza una media entre alturas y espesores.

Planta baja	4,50m de 0,45m	$\frac{(4,50 \cdot 0,45) + (15,00 \cdot 0,30)}{19,50} = 0,334m \text{ per tant}$	19,50m de 0,334m
Planta piso	15,00m de 0,30m		

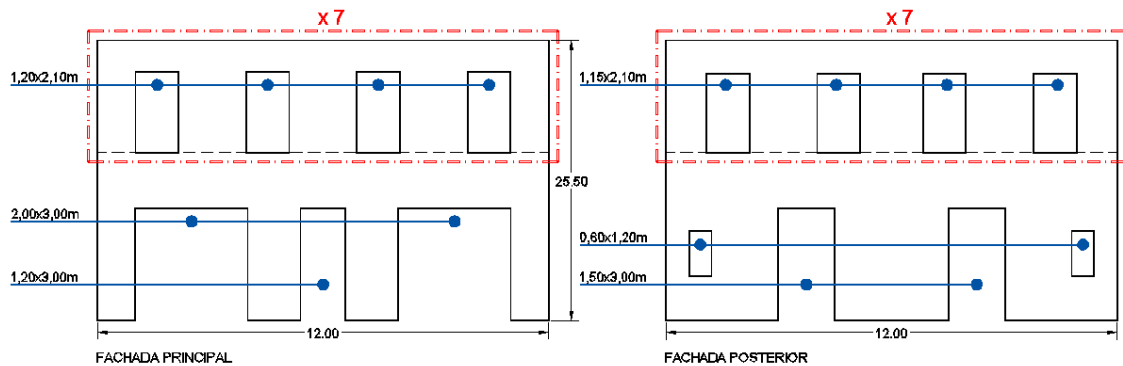
Aplicando los porcentajes correspondientes a cada uno de los muros obtenemos el espesor equivalente global del edificio de 0,037m.

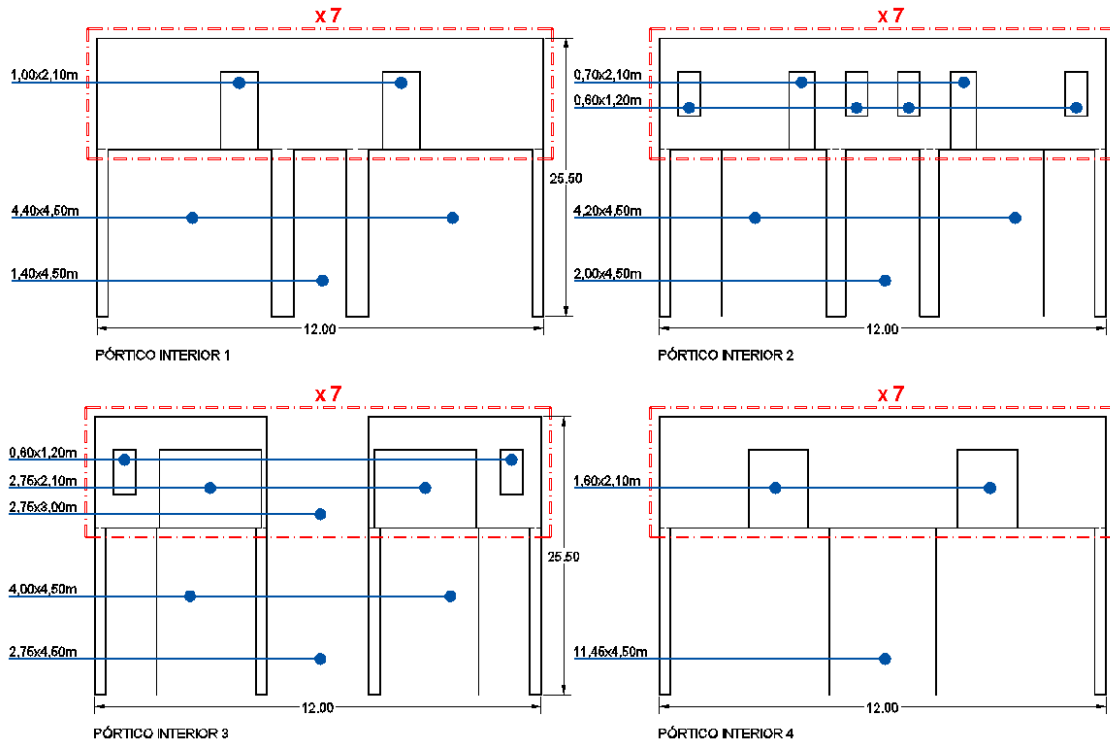
		muro equivalente				
		altura planta	espesor muro	espesor equiv fachada	aplicando %	espesor equiv edificio
<b>MODELO II.5</b>						
fachada principal	PB	4,50	0,45	0,335	0,234	<b>0,037</b>
	PP	15,00	0,30			
fachada posterior	PB	4,50	0,30	0,300	0,225	
	PP	15,00	0,30			
interior 1	PB	4,50	0,15	0,150	0,105	
	PP	15,00	0,15			
interior 2	PB	4,50	0,15	0,150	0,105	
	PP	15,00	0,15			
interior 3	PB	4,50	0,15	0,150	0,098	
	PP	15,00	0,15			
interior 4	PB	4,50	0,15	0,150	0,053	
	PP	15,00	0,15			

Tabla 3.4.n Muro equivalente II.5

**3.4.2.2.3. Modelo II.7**

El modelo II.7 consta de planta baja y siete plantas piso, las dimensiones del paramento, así como las de los huecos implicados son las que se muestran en el gráfico siguiente.





Fachada principal	PB_45cm
	PP_30cm
Paredes interiores	PB_0cm
	PP_15cm
Fachada posterior	PB_30cm
	PP_30cm

Figura 3.4.j Alzado muros modelo II.7

En primer lugar se establece la dimensión de la pared equivalente que será de 12,00x25,50m con una superficie de 306,00m<sup>2</sup>.

Se determina para cada una de las fachadas la superficie de huecos que la conforman, para poder hallar la relación hueco/macizo del elemento, tal y como muestra la tabla resumen siguiente:

		fachadas/paredes			huecos					relación hueco/macizo				
		altura	ancho muro	superficie	n° plantas	unidades	ancho	altura	m2	m2 hueco	% hueco			
<b>MODELO II.7</b>														
fachada principal	PB	25,50	12,00	306,00	1	2	3,00	3,00	18,00	92,16	30%			
	PP				7	4	1,20	2,10	70,56					
fachada posterior	PB				1	2	1,50	3,00	9,00	78,06	25%			
	PP				7	4	1,15	2,10	67,62					
interior 1	PB				1	2	4,40	4,50	39,60	75,30	25%			
	PP				7	2	1,00	2,10	29,40					
interior 2	PB				1	2	4,20	4,50	37,80	87,54	30%			
	PP				7	4	0,60	1,20	20,16					
interior 3	PB				1	1	11,45	4,50	51,53	98,57	30%			
	PP				7	2	1,60	2,10	47,04					
interior 4	PB				1	2	4,00	4,50	36,00	197,06	65%			
	PP				7	2	2,75	25,50	70,13					
								7	2	2,75	2,10	80,85		
									2	0,60	1,20	10,08		

**Tabla 3.4.o Resumen análisis superficies muros II.7**

Aplicando el porcentaje correspondiente al espesor de los elementos obtenemos el espesor equivalente de cada uno de ellos.

En la fachada principal tenemos 2 espesores diferentes que se tendrán que unificar antes de aplicar el porcentaje correspondiente. Se realiza una media entre alturas y espesores.

Planta baja	4,50m de 0,45m	$\frac{(4,50 \cdot 0,45) + (21,00 \cdot 0,30)}{25,50} = 0,326m$	per tant	25,50m de 0,326m
Planta piso	21,00m de 0,30m			

Aplicando los porcentajes correspondientes a cada uno de los muros obtenemos el espesor equivalente global del edificio de 0,038m.

		muro equivalente				
		altura planta	espesor muro	espesor equiv fachada	aplicando %	espesor equiv edificio
<b>MODELO II.7</b>						
fachada principal	PB	4,50	0,45	0,326	0,229	<b>0,038</b>
	PP	21,00	0,30			
fachada posterior	PB	4,50	0,30	0,300	0,225	
	PP	21,00	0,30			
interior 1	PB	4,50	0,15	0,150	0,113	
	PP	21,00	0,15			
interior 2	PB	4,50	0,15	0,150	0,105	
	PP	21,00	0,15			
interior 3	PB	4,50	0,15	0,150	0,105	
	PP	21,00	0,15			
interior 4	PB	4,50	0,15	0,150	0,053	
	PP	21,00	0,15			

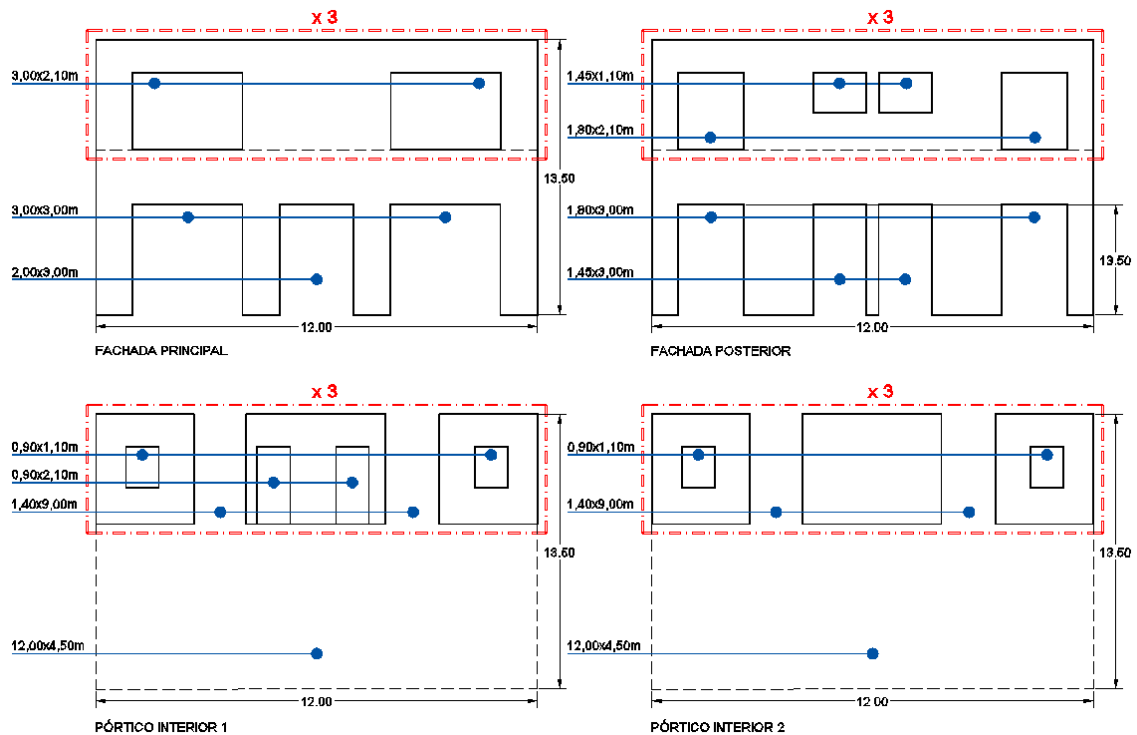
**Tabla 3.4.p Muro equivalente II.7**

### 3.4.2.3. Arquetipo III

En esta tipología intervienen los cerramientos de la fachada principal, de la fachada posterior y los cerramientos de los patios interiores y de escalera, con las alturas correspondientes, contribuyendo 4 elementos verticales a la rigidez del conjunto.

#### 3.4.2.3.1. Modelo III.3

El modelo III.3 consta de planta baja y tres plantas piso, las dimensiones del paramento, así como de los huecos implicados son los que se muestran en el gráfico siguiente.



Fachada principal	PB_25cm
	PP_25cm
Paredes interiores	PB_0cm
	PP_15cm
Fachada posterior	PB_25cm
	PP_25cm

**Figura 3.4.k Alzado muros modelo III.3**

En primer lugar se establece la dimensión de la pared equivalente que será de 12,00x13,50m, con una superficie de 162,00m<sup>2</sup>.

Se determina, para cada una de las fachadas, la superficie de huecos que la conforman, para poder hallar la relación hueco/macizo del elemento, tal y como muestra la tabla resumen siguiente:

		fachadas/paredes			huecos					relación hueco/macizo	
		altura	ancho muro	superficie	n° plantas	unidades	ancho	altura	m2	m2 hueco	% hueco
<b>MODELO III.3</b>											
fachada principal	PB	13,50	12,00	162,00	1	2	3,00	3,00	18,00	61,80	40%
	PP				1	1	2,00	3,00	6,00		
fachada posterior	PB				1	2	1,80	3,00	10,80	51,75	30%
	PP				2	1,45	3,00	8,70			
interior 1	PB				3	2	1,80	2,10	22,68	85,14	55%
	PP				2	1,45	1,10	9,57			
interior 2	PB				1	1	12,00	4,50	54,00	96,48	60%
	PP				2	1,40	9,00	25,20			
					3	2	0,90	1,10	5,94		
					3	2	0,90	1,10	5,94		
					2	0,90	2,10	11,34			

**Tabla 3.4.q Resumen análisis superficie muros III.3**

Aplicando el porcentaje correspondiente al espesor de los elementos obtenemos el espesor equivalente de cada uno de ellos. Aplicando los porcentajes correspondientes a cada uno de los muros obtenemos el espesor equivalente global del edificio de 0,021m.

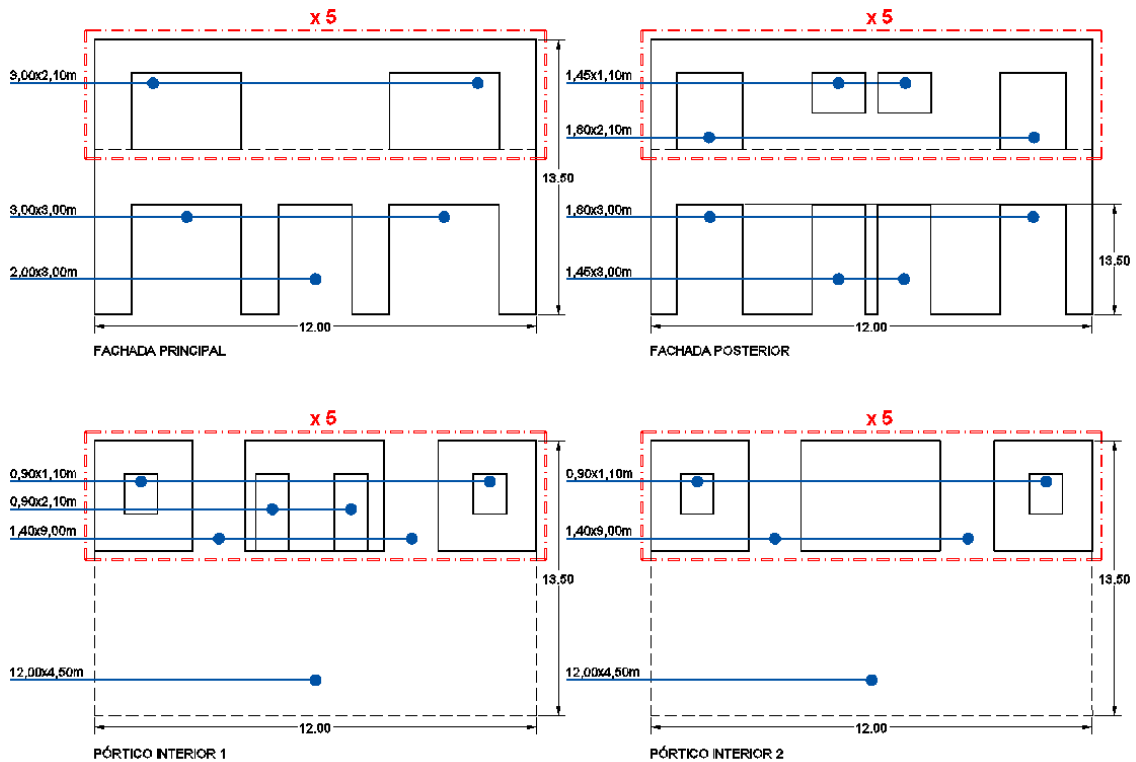
		muro equivalente				
		altura planta	espesor muro	espesor equiv fachada	aplicando %	espesor equiv edificio
<b>MODELO III.3</b>						
fachada principal	PB	4,50	0,25	0,250	0,150	0,021
	PP	9,00	0,25			
fachada posterior	PB	4,50	0,25	0,250	0,175	
	PP	9,00	0,25			
interior 1	PB	4,50	0,15	0,150	0,068	
	PP	9,00	0,15			
interior 2	PB	4,50	0,15	0,150	0,060	
	PP	9,00	0,15			

**Tabla 3.4.r Muro equivalente III.3**



### 3.4.2.3.2. Modelo III.5

El modelo III.5 consta de planta baja y cinco plantas piso, las dimensiones del paramento, así como las de los huecos implicados son las que se muestran en el gráfico siguiente.



Fachada principal	PB_25cm PP_25cm
Paredes interiores	PB_0cm PP_15cm
Fachada posterior	PB_25cm PP_25cm

Figura 3.4.I Alzado muro modelo III.5

En primer lugar se establece la dimensión de la pared equivalente que será de 12,00x19,50m, con una superficie de 234,00m<sup>2</sup>.

Se determina, para cada una de las fachadas, la superficie de huecos que la conforman, para poder hallar la relación hueco/macizo del elemento, tal y como muestra la tabla resumen siguiente:

		fachadas/paredes			huecos					relación hueco/macizo				
		altura	ancho muro	superficie	n° plantas	unidades	ancho	altura	m2	m2 hueco	% hueco			
<b>MODELO III.5</b>														
fachada principal	PB	19,50	12,00	234,00	1	2	3,00	3,00	18,00	87,00	35%			
	PP				1	1	2,00	3,00	6,00					
fachada posterior	PB				1	2	1,80	3,00	10,80	73,25	30%			
	PP				2	1,45	3,00	8,70						
interior 1	PB				1	1	12,00	4,50	54,00	105,90	45%			
	PP				2	1,40	15,00	42,00						
interior 2	PB				1	1	12,00	4,50	54,00	124,80	55%			
	PP				2	1,40	15,00	42,00						
								5	2	0,90	1,10	9,90		
								5	2	0,90	1,10	9,90		
								5	2	0,90	2,10	18,90		

**Tabla 3.4.s Resumen análisis superficie muros III.5**

Aplicando el porcentaje correspondiente al espesor de los elementos obtenemos el espesor equivalente de cada uno de ellos.

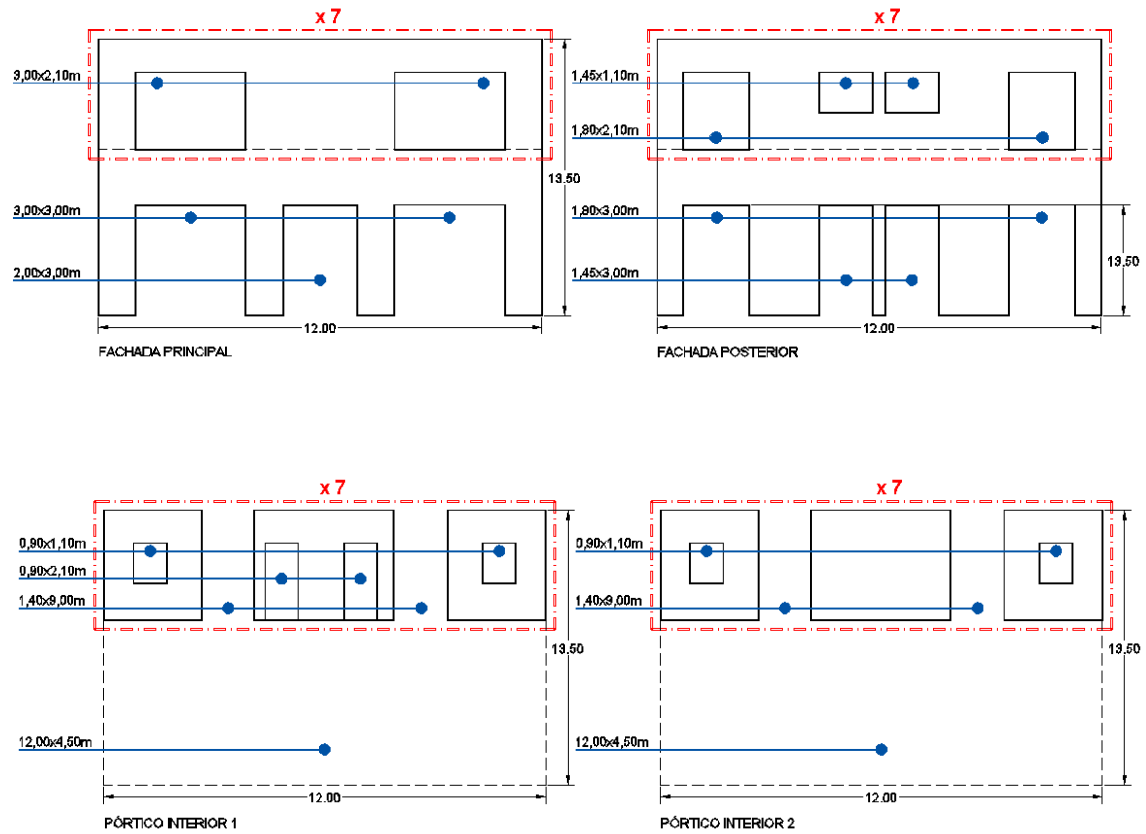
Aplicando los porcentajes correspondientes a cada uno de los muros obtenemos el espesor equivalente global del edificio de 0,022m.

		muro equivalente				
		altura planta	espesor muro	espesor equiv fachada	aplicando %	espesor equiv edificio
<b>MODELO III.5</b>						
fachada principal	PB	4,50	0,25	0,250	0,163	<b>0,022</b>
	PP	15,00	0,25			
fachada posterior	PB	4,50	0,25	0,250	0,175	
	PP	15,00	0,25			
interior 1	PB	4,50	0,15	0,150	0,083	
	PP	15,00	0,15			
interior 2	PB	4,50	0,15	0,150	0,068	
	PP	15,00	0,15			

**Tabla 3.4.t Muro equivalente III.5**

### 3.4.2.3.3. Modelo III.7

El modelo III.7 consta de planta baja y siete plantas piso, las dimensiones del paramento, así como las de los huecos implicados son las que se muestran en el gráfico siguiente.



Fachada principal	PB_25cm
	PP_25cm
Paredes interiores	PB_0cm
	PP_15cm
Fachada posterior	PB_25cm
	PP_25cm

Figura 3.4.m Alzado muro modelo III.7

En primer lugar se establece la dimensión de la pared equivalente que será de 12,00x25,50m con una superficie de 306,00m<sup>2</sup>.

Se determina, para cada una de las fachadas, la superficie de huecos que la conforman, para poder hallar la relación hueco/macizo del elemento, tal y como muestra la tabla resumen siguiente:

		fachadas/paredes			huecos					relación hueco/macizo				
		altura	ancho muro	superficie	n° plantas	unidades	ancho	altura	m2	m2 hueco	% hueco			
<b>MODELO III.7</b>														
fachada principal	PB	25,50	12,00	306,00	1	2	3,00	3,00	18,00	112,20	35%			
PP	7				2	3,00	2,10	88,20						
fachada posterior	PB							1	2	1,80	3,00	10,80	94,75	30%
PP	7				2	1,80	2,10	52,92						
interior 1	PB							1	1	12,00	4,50	54,00	126,66	40%
PP	7				2	0,90	1,10	13,86						
interior 2	PB				1	1	12,00	4,50	54,00	153,12	50%			
PP	7	2	0,90	1,10	13,86									
					7	2	0,90	2,10	26,46					

**Tabla 3.4.u Resumen análisis superficie muro III.7**

Aplicando el porcentaje correspondiente al espesor de los elementos obtenemos el espesor equivalente de cada uno de ellos.

Aplicando los porcentajes correspondientes a cada uno de los muros obtenemos el espesor equivalente global de 0,023m.

		muro equivalente				
		altura planta	espesor muro	espesor equiv fachada	aplicando %	espesor equiv edificio
<b>MODELO III.7</b>						
fachada principal	PB	4,50	0,25	0,250	0,163	<b>0,023</b>
	PP	21,00	0,25			
fachada posterior	PB	4,50	0,25	0,250	0,175	
	PP	21,00	0,25			
interior 1	PB	4,50	0,15	0,150	0,090	
	PP	21,00	0,15			
interior 2	PB	4,50	0,15	0,150	0,075	
	PP	21,00	0,15			

**Tabla 3.4.v Muro equivalente III.7**

#### 3.4.2.4. Arquetipo IV

En esta tipología no interviene ningún tipo de elemento vertical en la rigidez global del edificio ya que no existe ningún elemento que vincule la estructura en la totalidad de su anchura. Serán pues los forjados los encargados de proporcionar toda la rigidez al sistema.

#### 3.4.3. RIGIDECES AXIAL Y FLEXIÓN

Para calcular las rigideces tanto a axial como a flexión de un edificio concreto, necesitamos saber cuáles son su inercia y su área equivalentes. Por un lado se busca la rigidez axial y a flexión de los forjados equivalentes y por otro la de la pared equivalente, obteniendo la rigidez global con la suma de ambas situaciones.

Los parámetros se obtienen con la inercia de los forjados equivalentes y de las paredes equivalentes que lo determinan; y de las áreas de los forjados equivalentes, de un edificio equivalente de un metro de ancho como muestra el gráfico siguiente y que crecerá con tantos forjados como plantas tenga el edificio a analizar:

En primer lugar se determina cuál es el centro de gravedad del modelo, a partir de las áreas de los forjados y las distancias de éstos a la base del modelo.

$$CdG = \frac{\sum A_i^{n+1} \cdot d_i^n}{\sum A_i^{n+1}}$$

Una vez situado el CdG se calculan las distancias de cada uno de los forjados respecto a éste para poder aplicar el teorema de Steiner.

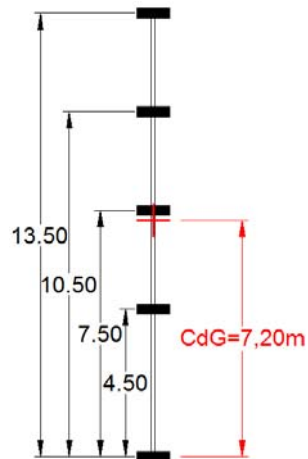


Figura 3.4.n Sección virtual global equivalente del edificio.

Establecido el centro de gravedad y las distancias de cada uno de los forjados a éste, se calcula la inercia del conjunto de forjados equivalentes con el Teorema de Steiner. Y la inercia de la pared equivalente. Los datos de los forjados y de las paredes equivalentes son los calculados en los puntos anteriores.

$$I_{\text{forjados}} = \sum_i^{n+1} (I_{\text{forjado}} + A_{\text{forjado}} \cdot d_i^2)$$

En este punto, conocidas las inercias de cada estado y las áreas, sólo tenemos que aplicar la expresión que determina las rigideces de la cual ya se conocen todos los valores para obtener el resultado final.

$$\text{Rigidez a flexión} - (EI)_{\text{total}} = (E_c \cdot I_{\text{forjados}}) + (E_m \cdot I_{\text{pared}})$$

### 3.4.3.1. Arquetipo I

En este arquetipo, como se ha visto en los apartados anteriores, intervienen en la rigidez global los forjados equivalentes, los forjados de madera originales y

las paredes equivalentes de cada uno de los modelos. Por tanto, las rigideces serán la suma de las rigideces de cada uno de los sistemas.

Se debe destacar que los forjados de madera no llegan a conferir el suficiente atado entre las paredes de carga del arquetipo, hecho que disminuye la rigidez teórica que según el análisis de los elementos se le pudiera atribuir. Por este motivo para el cálculo de la rigidez equivalente que corresponde a los forjados, solamente se ha tenido en cuenta una participación del 60% respecto el máximo teórico alcanzable.

A continuación se muestra una tabla con los resultados obtenidos de aplicar las expresiones descritas en el apartado posterior para cada uno de los modelos de este arquetipo.

ARQUETIPO I											
Modelo 1.1				Modelo 1.3				Modelo 1.5			
CdG	4,00 m	d	d'	CdG	7,20 m	d	d'	CdG	10,29 m	d	d'
ΣA	0,36 m <sup>2</sup>	0,00	4,00	ΣA	0,60 m <sup>2</sup>	0,00	7,20	ΣA	0,84 m <sup>2</sup>	0,00	10,29
ΣA·d	1,44 m <sup>3</sup>	4,50	0,50	ΣA·d	4,32 m <sup>3</sup>	4,50	2,70	ΣA·d	8,64 m <sup>3</sup>	4,50	5,79
e' (muro equivalente)	0,032 m	7,50	3,50	e' (muro equivalente)	0,030 m	7,50	0,30	e' (muro equivalente)	0,029 m	7,50	2,79
		12,00				10,50	3,30			10,50	0,21
						13,50	6,30			13,50	3,21
						36,00				16,50	6,21
Inercia (forjados)=	3,42 m <sup>4</sup>			Inercia (forjados)=	13,18 m <sup>4</sup>			Inercia (forjados)=	33,71 m <sup>4</sup>	19,50	9,21
Inercia (muro)=	1,63 m <sup>4</sup>			Inercia (muro)=	6,25 m <sup>4</sup>			Inercia (muro)=	13,18 m <sup>4</sup>	72,00	
Área (forjados)=	0,36 m <sup>2</sup>			Área (forjados)=	0,60 m <sup>2</sup>			Área (forjados)=	0,84 m <sup>2</sup>		
Área (muro)=	0,27 m <sup>2</sup>			Área (muro)=	0,41 m <sup>2</sup>			Área (muro)=	0,56 m <sup>2</sup>		
(Ec·I) forjados =	1,60E+07 kN·m <sup>2</sup>			(Ec·I) forjados =	6,15E+07 kN·m <sup>2</sup>			(Ec·I) forjados =	1,57E+08 kN·m <sup>2</sup>		
(Ec·A) forjados =	0,00E+00 kN			(Ec·A) forjados =	0,00E+00 kN			(Ec·A) forjados =	0,00E+00 kN		
(Ew·I) muro =	8,96E+06 kN·m <sup>2</sup>			(Ew·I) muro =	3,44E+07 kN·m <sup>2</sup>			(Ew·I) muro =	7,25E+07 kN·m <sup>2</sup>		
(Ew·A) muro =	1,49E+06 kN			(Ew·A) muro =	2,26E+06 kN			(Ew·A) muro =	3,09E+06 kN		
(E·I) total =	0,24E+08 kN·m <sup>2</sup>			(E·I) total =	0,96E+08 kN·m <sup>2</sup>			(E·I) total =	2,30E+08 kN·m <sup>2</sup>		
(E·A) total =	1,49E+06 kN			(E·A) total =	2,26E+06 kN			(E·A) total =	3,09E+06 kN		

**Tabla 3.4.w Resumen rigideces Arquetipo I**

### 3.4.3.2. Arquetipo II

En este arquetipo, como se ha visto en apartados anteriores, intervienen en la rigidez global los forjados equivalentes de los forjados con vigueta metálica y las paredes equivalentes de cada uno de los modelos. Por tanto, las rigideces serán la suma de las rigideces de cada uno de los sistemas.

Seguidamente se muestra la tabla con los resultados obtenidos de aplicar las expresiones descritas en el apartado posterior para cada uno de los modelos de este arquetipo.

ARQUETIPO II											
Modelo II.3				Modelo II.5				Modelo II.7			
CdG	7,20 m	d	d'	CdG	10,29 m	d	d'	CdG	13,33 m	d	d'
ΣA	0,50 m <sup>2</sup>	0,00	7,20	ΣA	0,70 m <sup>2</sup>	0,00	10,29	ΣA	0,90 m <sup>2</sup>	0,00	13,33
ΣA·d	3,60 m <sup>3</sup>	4,50	2,70	ΣA·d	7,20 m <sup>3</sup>	4,50	5,79	ΣA·d	12,00 m <sup>3</sup>	4,50	8,83
e' (muro equivalente)	0,036 m	7,50	0,30	e' (muro equivalente)	0,037 m	7,50	2,79	e' (muro equivalente)	0,038 m	7,50	5,83
		10,50	3,30			10,50	0,21			10,50	2,83
		13,50	6,30			13,50	3,21			13,50	0,17
		36,00				16,50	6,21			16,50	3,17
Inercia (forjados)=	10,98 m <sup>4</sup>			Inercia (forjados)=	28,09 m <sup>4</sup>	19,50	9,21	Inercia (forjados)=	57,80 m <sup>4</sup>	19,50	6,17
Inercia (muro)=	7,315887784 m <sup>4</sup>			Inercia (muro)=	23,01 m <sup>4</sup>	72,00		Inercia (muro)=	52,04 m <sup>4</sup>	22,50	9,17
Área (forjados)=	0,50 m <sup>2</sup>			Área (forjados)=	0,70 m <sup>2</sup>			Área (forjados)=	0,90 m <sup>2</sup>	25,50	12,17
Área (muro)=	0,48 m <sup>2</sup>			Área (muro)=	0,73 m <sup>2</sup>			Área (muro)=	0,96 m <sup>2</sup>	120,00	
(Ec·I) forjados =	3,07E+08 kN·m <sup>2</sup>			(Ec·I) forjados =	7,87E+08 kN·m <sup>2</sup>			(Ec·I) forjados =	1,62E+09 kN·m <sup>2</sup>		
(Ec·A) forjados =	1,40E+07 kN			(Ec·A) forjados =	1,96E+07 kN			(Ec·A) forjados =	2,52E+07 kN		
(Ew·I) muro =	4,02E+07 kN·m <sup>2</sup>			(Ew·I) muro =	1,27E+08 kN·m <sup>2</sup>			(Ew·I) muro =	2,86E+08 kN·m <sup>2</sup>		
(Ew·A) muro =	2,65E+06 kN			(Ew·A) muro =	3,99E+06 kN			(Ew·A) muro =	5,28E+06 kN		
(E·I) total =	3,48E+08 kN·m <sup>2</sup>			(E·I) total =	9,13E+08 kN·m <sup>2</sup>			(E·I) total =	1,90E+09 kN·m <sup>2</sup>		
(E·A) total =	1,66E+07 kN			(E·A) total =	2,36E+07 kN			(E·A) total =	3,05E+07 kN		

Tabla 3.4.x Resumen rigideces arquetipo II

### 3.4.3.3. Arquetipo III

En este arquetipo, como se ha visto en los apartados anteriores, intervienen en la rigidez global los forjados equivalentes al forjado reticular y las paredes equivalentes de cada uno de los modelos. Por tanto, las rigideces serán la suma de las rigideces de cada uno de los sistemas.

A continuación se muestra la tabla con los resultados obtenidos de aplicar las expresiones descritas en el apartado posterior para cada uno de los modelos de este arquetipo.

ARQUETIPO III											
Modelo III.3				Modelo III.5				Modelo III.7			
CdG	7,20 m	d	d'	CdG	10,29 m	d	d'	CdG	13,33 m	d	d'
ΣA	1,20 m <sup>2</sup>	0,00	7,20	ΣA	1,68 m <sup>2</sup>	0,00	10,28	ΣA	2,16 m <sup>2</sup>	0,00	13,33
ΣA·d	8,64 m <sup>3</sup>	4,50	2,70	ΣA·d	17,28 m <sup>3</sup>	4,50	5,78	ΣA·d	28,80 m <sup>3</sup>	4,50	8,83
e' (muro equivalente)	0,021 m	7,50	0,30	e' (muro equivalente)	0,022 m	7,50	2,78	e' (muro equivalente)	0,023 m	7,50	5,83
		10,50	3,30			10,50	0,22			10,50	2,83
		13,50	6,30			13,50	3,22			13,50	0,17
		36,00				16,50	6,22			16,50	3,17
Inercia (forjados)=	26,36 m <sup>4</sup>			Inercia (forjados)=	67,43 m <sup>4</sup>	19,50	9,22	Inercia (forjados)=	138,73 m <sup>4</sup>	19,50	6,17
Inercia (muro)=	4,22 m <sup>4</sup>			Inercia (muro)=	13,69 m <sup>4</sup>	72,00		Inercia (muro)=	31,56 m <sup>4</sup>	22,50	9,17
Área (forjados)=	1,2 m <sup>2</sup>			Área (forjados)=	1,68 m <sup>2</sup>			Área (forjados)=	2,16 m <sup>2</sup>	25,50	12,17
Área (muro)=	0,277670455 m <sup>2</sup>			Área (muro)=	0,43 m <sup>2</sup>			Área (muro)=	0,58 m <sup>2</sup>	120,00	
(Ec·I) forjados =	7,38E+08 kN·m <sup>2</sup>			(Ec·I) forjados =	1,89E+09 kN·m <sup>2</sup>			(Ec·I) forjados =	3,88E+09 kN·m <sup>2</sup>		
(Ec·A) forjados =	3,36E+07 kN			(Ec·A) forjados =	4,70E+07 kN			(Ec·A) forjados =	6,05E+07 kN		
(Ew·I) muro =	2,32E+07 kN·m <sup>2</sup>			(Ew·I) muro =	7,53E+07 kN·m <sup>2</sup>			(Ew·I) muro =	1,74E+08 kN·m <sup>2</sup>		
(Ew·A) muro =	1,53E+06 kN			(Ew·A) muro =	2,38E+06 kN			(Ew·A) muro =	3,20E+06 kN		
(E·I) total =	7,61E+08 kN·m <sup>2</sup>			(E·I) total =	1,96E+09 kN·m <sup>2</sup>			(E·I) total =	4,06E+09 kN·m <sup>2</sup>		
(E·A) total =	3,51E+07 kN			(E·A) total =	4,94E+07 kN			(E·A) total =	6,37E+07 kN		

Tabla 3.4.y Resumen rigideces arquetipo III



### 3.4.3.4. Arquetipo IV

En este arquetipo, como se ha visto en apartados anteriores, sólo intervienen en la rigidez global los forjados equivalentes a la losa maciza y no se tienen en cuenta los cerramientos de cada uno de los modelos. Por tanto, las rigideces vendrán determinadas únicamente por las rigideces del sistema de forjados.

Se muestra tabla con los resultados obtenidos de aplicar las expresiones descritas en el apartado posterior para cada uno de los modelos de este arquetipo.

ARQUETIPO IV											
Modelo IV.3				Modelo IV.5				Modelo IV.7			
CdG	6,00 m	d	d'	CdG	9,00 m	d	d'	CdG	12,00 m	d	d'
ΣA	1,80 m <sup>2</sup>	0,00	6,00	ΣA	2,4 m <sup>2</sup>	0,00	9,00	ΣA	3,00 m <sup>2</sup>	0,00	12,00
ΣA·d	10,8 m <sup>3</sup>	4,50	1,50	ΣA·d	21,6 m <sup>3</sup>	4,50	4,50	ΣA·d	36,00 m <sup>3</sup>	4,50	7,50
e' (muro equivalente)	0 m	7,50	1,50	e' (muro equivalente)	0 m	7,50	1,50	e' (muro equivalente)	0 m	7,50	4,50
		10,50	4,50			10,50	1,50			10,50	1,50
		13,50	7,50			13,50	4,50			13,50	1,50
		36,00				16,50	7,50			16,50	4,50
Inercia (forjados)=	45,93 m <sup>4</sup>			Inercia (forjados)=	112,08 m <sup>4</sup>	19,50	10,50	Inercia (forjados)=	221,44 m <sup>4</sup>	19,50	7,50
Inercia (muro)=	0,00 m <sup>4</sup>			Inercia (muro)=	0,00 m <sup>4</sup>	72,00		Inercia (muro)=	0,00 m <sup>4</sup>	22,50	10,50
Área (forjados)=	1,80 m <sup>2</sup>			Área (forjados)=	2,40 m <sup>2</sup>			Área (forjados)=	3,00 m <sup>2</sup>	25,50	13,50
Área (muro)=	0,00 m <sup>2</sup>			Área (muro)=	0,00 m <sup>2</sup>			Área (muro)=	0,00 m <sup>2</sup>	120,00	
(Ec·I) forjados =	1,29E+09 kN·m <sup>2</sup>			(Ec·I) forjados =	3,14E+09 kN·m <sup>2</sup>			(Ec·I) forjados =	6,20E+09 kN·m <sup>2</sup>		
(Ec·A) forjados =	5,04E+07 kN			(Ec·A) forjados =	6,72E+07 kN			(Ec·A) forjados =	8,40E+07 kN		
(Ew·I) muro =	0,00E+00 kN·m <sup>2</sup>			(Ew·I) muro =	0,00E+00 kN·m <sup>2</sup>			(Ew·I) muro =	0,00E+00 kN·m <sup>2</sup>		
(Ew·A) muro =	0,00E+00 kN			(Ew·A) muro =	0,00E+00 kN			(Ew·A) muro =	0,00E+00 kN		
(E·I) total =	1,29E+09 kN·m <sup>2</sup>			(E·I) total =	3,14E+09 kN·m <sup>2</sup>			(E·I) total =	6,20E+09 kN·m <sup>2</sup>		
(E·A) total =	5,04E+07 kN			(E·A) total =	6,72E+07 kN			(E·A) total =	8,40E+07 kN		

Tabla 3.4.z Resumen rigideces arquetipo IV

### 3.4.4. RESUMEN GLOBAL DE RIGIDECES EQUIVALENTES

Así pues, como resumen final obtenemos el cuadro siguiente donde se muestran las rigideces a axial y a flexión de cada uno de los modelos analizados, un gráfico de la tendencia que siguen estas rigideces, donde las rigideces a flexión se muestran en líneas discontinuas y las rigideces a axial en línea continua.

Cada una de las tipologías constructivas confiere variaciones importantes respecto la rigidez del edificio frente al movimiento del terreno, como se ve en el gráfico siguiente.

Como se ve, la relación entre las rigideces de los distintos arquetipos tiene un carácter marcadamente lineal. Se observa como arquetipos con características materiales similares, por un lado Arquetipo I y Arquetipo II, así como Arquetipo III y Arquetipo IV, no presentan las mismas rigideces. De hecho son claramente diferentes, especialmente en el primer grupo.

Se demuestra por tanto, que la tipología constructiva es importante y determinante en este caso.

	ARQUETIPO I		ARQUETIPO II		ARQUETIPO III		ARQUETIPO IV	
	E · I 10 <sup>8</sup>	E · A 10 <sup>7</sup>	E · I 10 <sup>8</sup>	E · A 10 <sup>7</sup>	E · I 10 <sup>8</sup>	E · A 10 <sup>7</sup>	E · I 10 <sup>8</sup>	E · A 10 <sup>7</sup>
PB+1	0,24	0,15	-	-	-	-	-	-
PB+3	0,96	0,23	3,48	1,66	7,61	3,51	12,86	5,04
PB+5	2,30	0,31	9,13	2,36	19,63	4,94	31,38	6,72
PB+7	-	-	19,05	3,05	40,58	6,37	62,00	8,40

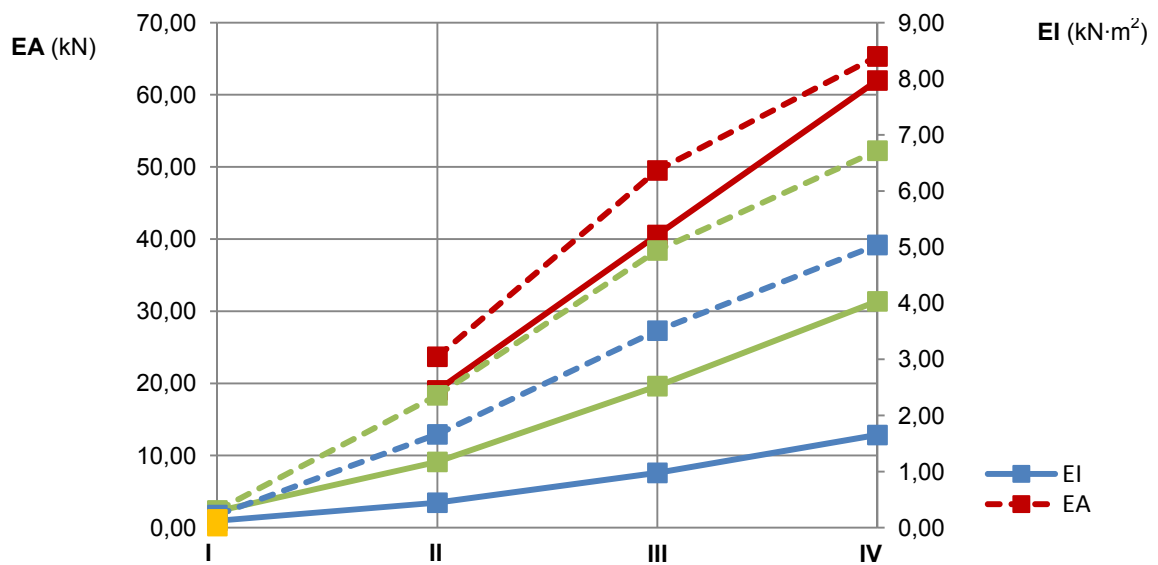


Figura 3.4.o Gráfica y tabla resumen de las rigideces de las vigas equivalentes según arquetipos y modelos

### 3.5. CARGAS EN LA VIGA EQUIVALENTE

Para establecer las cargas equivalentes que se transmiten en cada uno de los modelos a la viga ficticia, se tiene que saber la totalidad de las cargas que llegan al terreno y su posición en esta viga, para poder tener la totalidad de carga que actúa en cada punto.

Una vez obtenidas estas cargas globales en cada punto, se busca la carga que interviene, proporcionalmente a la profundidad de la edificación, en un metro de ancho.

El proceso siguiente para la obtención de estas cargas, es el que se muestra en el siguiente ejemplo:

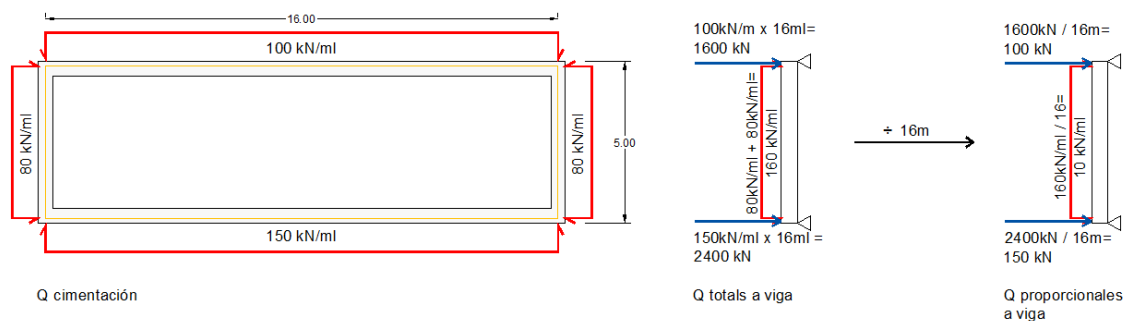


Figura 3.5.a Proceso de obtención de las cargas equivalentes.

Las cargas de cada uno de los modelos se han extraído de los resultados obtenidos en el análisis inicial de cada uno de ellos del capítulo anterior.

Las cargas de los modelos se pasan a una primera viga equivalente donde se contempla la totalidad de las cargas del edificio.

A partir de este resultado y proporcionalmente a la profundidad de la edificación se obtienen las cargas en una viga ficticia de 1 metro de ancho, y de tantos metros de longitud como de ancho del modelo a analizar, así que obtenemos vigas de 5 y 12m de longitud.

Este estado de cargas final nos muestra las cargas que se transmiten al terreno en la viga equivalente.

### 3.5.1. ARQUETIPO I

En este arquetipo, las cargas llegan al terreno a través de las paredes medianeras que transmiten su propio peso y las cargas de los forjados, y de las paredes de las fachadas que transmiten su peso. Así pues, se obtienen cargas lineales sobre cimentaciones continuas, que son las que se tienen en cuenta para hallar las cargas equivalentes de cada uno de los modelos.

Se propone una viga equivalente con la misma directriz que las fachadas de la edificación de 5m de longitud sobre la cual se aplicaran las cargas puntuales y repartidas que le correspondan a cada modelo según las que este transmite al terreno.

A continuación se muestra el esquema de cimentaciones que intervienen con su numeración que se corresponderá con cuadros de cargas de cada uno de los modelos del arquetipo:

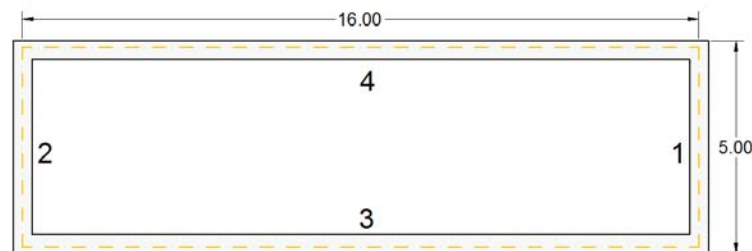


Figura 3.5.b Esquema planta cimentaciones arquetipo I

#### 3.5.1.1. Modelo I.1

Modelo de planta baja y una planta piso, donde intervienen las cargas repartidas que llegan a las 4 cimentaciones continuas que recogen las paredes medianeras y fachadas.

En este caso tenemos una anchura de la edificación de 5m, que será la longitud de la viga equivalente, y una profundidad de 16m, a repartir toda la carga.

Las cargas que intervienen en este modelo se reflejan en el cuadro siguiente en kN/ml.

MODELO I.1					
CIMIENTO		PP+CP	SU	ELS	ELU
1	45x60	56,50	5,00	61,50	84,00
2	45x60	46,50	5,00	51,50	70,50
3	30x60	82,50	10,50	93,00	127,00
4	30x60	77,00	8,00	85,00	116,00

Tabla 3.5.a Cuadro de cargas en cimentaciones en el modelo I.1

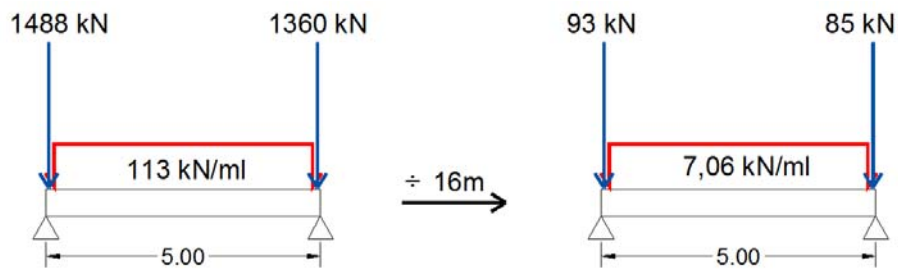


Figura 3.5.c Vigas primaria y equivalente del modelo I.1

### 3.5.1.2. Modelo I.3

Modelo de planta baja y tres plantas piso; como en el modelo anterior, sólo intervienen las cimentaciones continuas perimetrales, y también se obtiene una viga de 5m de ancho donde se reparten las cargas en los 16m de profundidad de la edificación.

Las cargas que intervienen en este modelo se reflejan en el cuadro siguiente en kN/ml.

MODELO I.3					
CIMIENTO		PP+CP	SU	ELS	ELU
1	45x60	93,00	8,50	101,50	138,50
2	45x60	79,00	7,50	86,50	118,00
3	30x60	118,50	13,00	131,50	179,50
4	30x60	120,00	12,00	132,00	180,00

Tabla 3.5.b Cuadro de cargas en cimentaciones en el modelo I.3

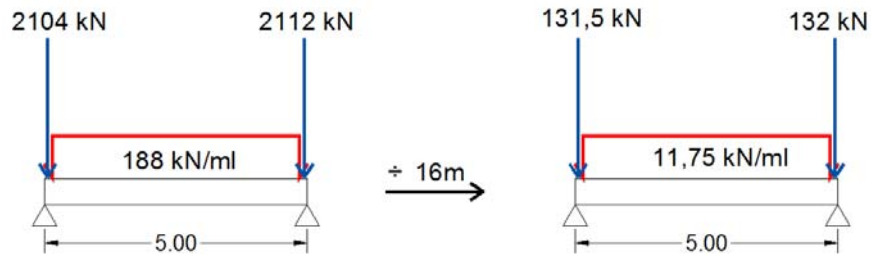


Figura 3.5.d Vigas primaria y equivalente del modelo I.3

### 3.5.1.3. Modelo I.5

Modelo de planta baja y cinco plantas piso, como en los modelos precedentes las cimentaciones continuas de medianeras y fachadas son las únicas que intervienen, y también se reparten las cargas en los 16m de profundidad de la edificación, en la viga de 5m de longitud que se obtiene.

Las cargas que intervienen en este modelo se reflejan en el cuadro siguiente en kN/ml.

MODELO I.5					
	CIMIENTO	PP+CP	SU	ELS	ELU
1	45x60	133,00	14,00	147,00	200,50
2	45x60	110,50	12,00	122,50	167,00
3	30x60	167,00	20,00	187,00	255,50
4	30x60	173,00	18,50	191,50	261,50

Tabla 3.5.c Cuadro de cargas en cimentaciones en el modelo I.5

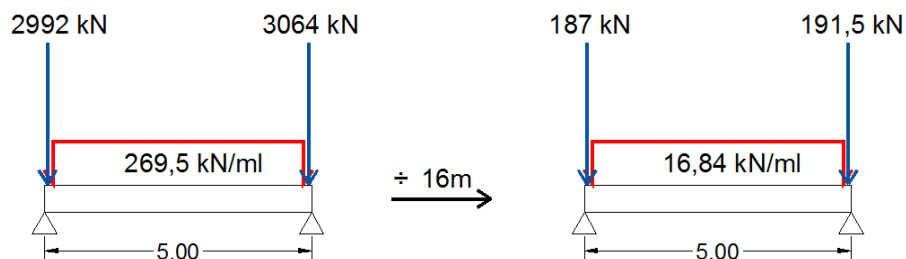


Figura 3.5.e Vigas primaria y equivalente del modelo I.5

### 3.5.2. ARQUETIPO II

En este arquetipo las cargas llegan al terreno a través de las cimentaciones continuas de las paredes medianeras, las paredes de fachada, y las paredes de la caja de escalera; y de las cimentaciones aisladas de los pilares de fundición u obra que acaban de sustentar el edificio a nivel de planta baja.

Así pues, se obtienen cargas lineales repartidas sobre cimentaciones continuas, y cargas puntuales, que son las que se tienen en cuenta para hallar las cargas equivalentes de cada uno de los modelos.

Se propone, como en el caso anterior, una viga equivalente con la misma directriz que las fachadas de la edificación pero de 12m de longitud, sobre la cual se aplicarán las cargas puntuales y repartidas que le correspondan a cada modelo según las que éste transmita al terreno.

Para cada uno de los modelos se han extraído las cargas de los resultados obtenidos de los análisis anteriores para establecer la magnitud de éstas en cada uno de los cimientos.

A continuación se muestra el esquema de cimentaciones que intervienen, con su numeración, que se corresponderá con los cuadros de cargas de cada uno de los modelos del arquetipo.

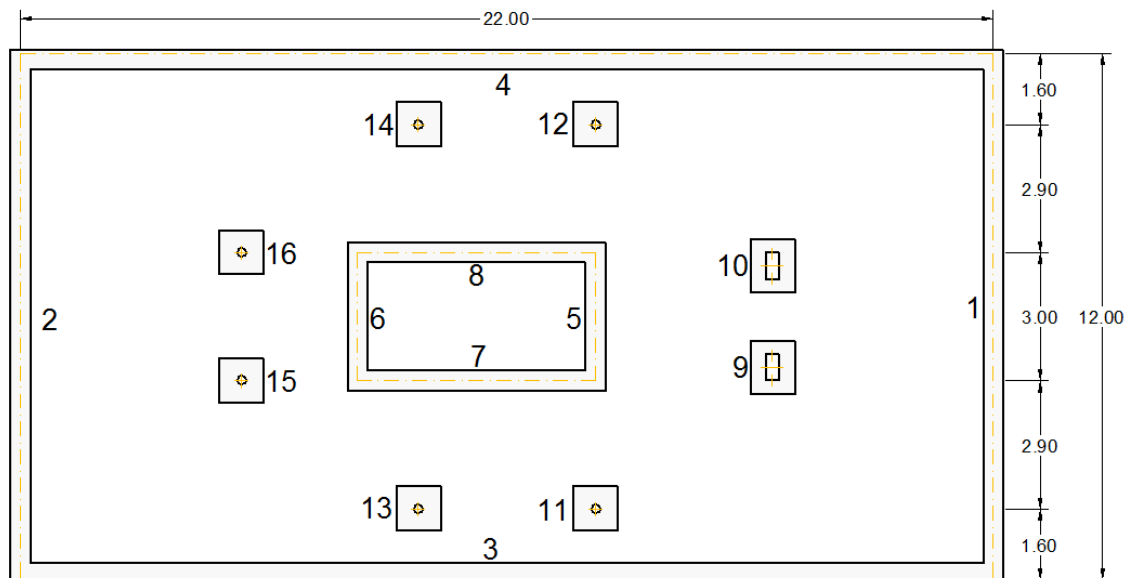


Figura 3.5.f Esquema planta cimentaciones arquetipo II

### 3.5.2.1. Modelo II.3

Modelo de planta baja y tres plantas piso. Es este caso las cargas llegan al terreno como cargas lineales repartidas sobre las cimentaciones continuas perimetrales y de la caja de escalera, y como cargas puntuales de los pilares en el interior del edificio.

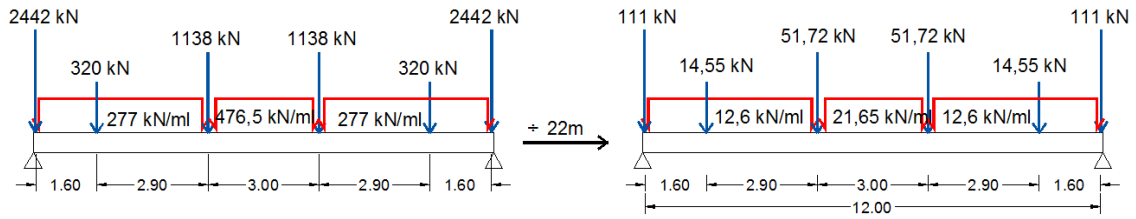
La viga equivalente será de 12m de longitud y se repartirán las cargas proporcionalmente en los 22m de profundidad de la edificación.

Las cargas que intervienen en este modelo se reflejan en el cuadro siguiente en kN/ml (1-8), y en kN (9-16).

MODELO II.3					
CIMIENTO		PP+CP	SU	ELS	ELU
1	45x60	102,50	15,50	118,00	161,50
2	45x60	135,00	24,00	159,00	218,50
3	45x60	95,00	16,00	111,00	152,50
4	45x60	95,00	16,00	111,00	152,50
5	45x60	75,50	14,00	89,50	123,00
6	45x60	93,50	16,50	110,00	151,00
7	45x60	105,00	19,00	124,00	170,50
8	45x60	105,00	19,00	124,00	170,50
9	100x100x35	198,50	53,00	251,50	347,50
10	100x100x35	198,50	53,00	251,50	347,50
11	100x100x35	129,50	29,50	159,00	219,00
12	100x100x35	129,50	29,50	159,00	219,00
13	100x100x35	128,00	33,00	161,00	222,50
14	100x100x35	128,00	33,00	161,00	222,50
15	100x100x35	180,00	43,00	223,00	307,50
16	100x100x35	180,00	43,00	223,00	307,50

Tabla 3.5.d Cuadro de cargas en cimentaciones en el modelo II.3





**Figura 3.5.g Vigas primaria y equivalente del modelo II.3**

**3.5.2.2. Modelo II.5**

Modelo de planta baja y cinco plantas piso. Como en el modelo anterior, las cargas llegan al terreno como cargas lineales repartidas sobre las cimentaciones continuas perimetrales y de la caja de escalera, y como cargas puntuales de los pilares en el interior del edificio.

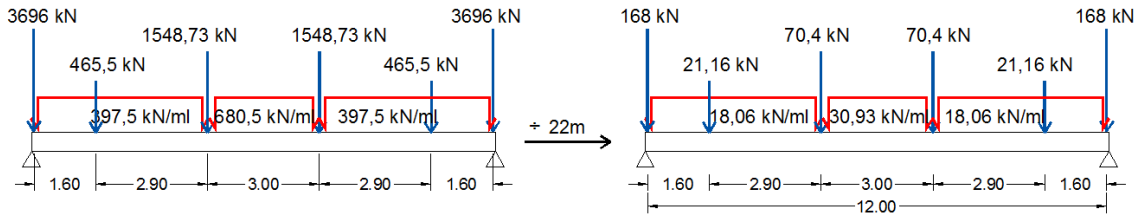
Se repartirán las cargas proporcionalmente en los 22m de profundidad de la edificación sobre la viga equivalente que será de 12m de longitud.

Las cargas que intervienen en este modelo se reflejan en el cuadro siguiente en kN/ml (1-8), y en kN (9-16).

MODELO II.5					
CIMIENTO		PP+CP	SU	ELS	ELU
1	45x60	144,50	24,50	169,00	232,00
2	45x60	191,00	37,50	228,50	314,00
3	45x60	141,50	26,50	168,00	231,00
4	45x60	141,50	26,50	168,00	231,00
5	45x60	109,00	22,50	131,50	181,00
6	45x60	127,00	24,50	151,50	208,00
7	45x60	144,50	29,00	173,50	238,50
8	45x60	144,50	29,00	173,50	238,50
9	100x100x35	257,50	67,00	324,50	448,00
10	100x100x35	257,50	67,00	324,50	448,00
11	100x100x35	193,00	45,00	238,00	328,00
12	100x100x35	193,00	45,00	238,00	328,00
13	100x100x35	182,00	45,50	227,50	314,00

<b>14</b>	100x100x35	182,00	45,50	227,50	314,00
<b>15</b>	100x100x35	239,00	57,00	296,00	408,00
<b>16</b>	100x100x35	239,00	57,00	296,00	408,00

**Tabla 3.5.e Cuadro de cargas en cimentaciones en el modelo II.5**



**Figura 3.5.h Vigas primaria y equivalente del modelo II.5**

### 3.5.2.3. Modelo II.7

Modelo de planta baja y siete plantas piso. Como en los modelos anteriores, las cargas llegan al terreno como cargas lineales repartidas sobre las cimentaciones continuas perimetrales y de la caja de escalera, y como cargas puntuales de los pilares en el interior del edificio.

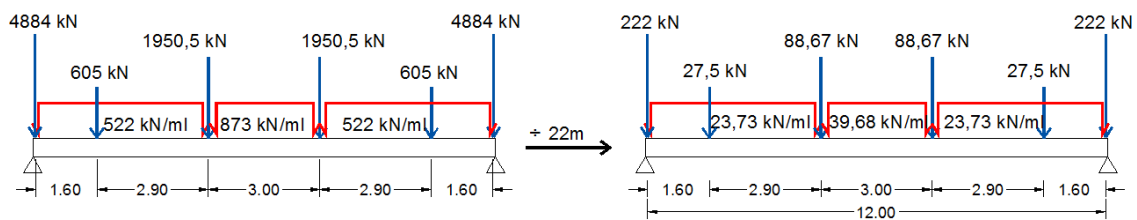
Se repartirán las cargas proporcionalmente en los 22m de profundidad de la edificación sobre la viga equivalente que será de 12m de longitud.

Las cargas que intervienen en este modelo se reflejan en el cuadro siguiente en kN/ml (1-8), y en kN (9-16).

MODELO II.7					
	CIMIENTO	PP+CP	SU	ELS	ELU
<b>1</b>	45x60	189,50	34,50	224,00	307,50
<b>2</b>	45x60	247,50	50,50	298,00	410,00
<b>3</b>	45x60	185,00	37,00	222,00	305,50
<b>4</b>	45x60	185,00	37,00	222,00	305,50
<b>5</b>	45x60	140,50	30,00	170,50	234,50
<b>6</b>	45x60	156,00	31,50	187,50	258,00
<b>7</b>	45x60	182,00	38,00	220,00	302,50
<b>8</b>	45x60	182,00	38,00	220,00	302,50

<b>9</b>	100x100x35	322,00	81,50	403,50	557,,
<b>10</b>	100x100x35	322,00	81,50	403,50	557,00
<b>11</b>	100x100x35	256,00	60,00	316,00	435,50
<b>12</b>	100x100x35	256,00	60,00	316,00	435,50
<b>13</b>	100x100x35	232,00	57,00	289,00	398,50
<b>14</b>	100x100x35	232,00	57,00	289,00	398,50
<b>15</b>	100x100x35	299,50	70,50	370,00	510,00
<b>16</b>	100x100x35	299,50	70,50	370,00	510,00

**Tabla 3.5.f Cuadro de cargas en cimentaciones en el modelo II.7**



**Figura 3.5.i Vigas primaria y equivalente del modelo II.7**

### 3.5.3. ARQUETIPO III

En este arquetipo las cargas llegan al terreno a través de las cimentaciones aisladas de los pilares de hormigón armado que constituyen los soportes verticales de la edificación.

Así pues, se obtienen cargas puntuales que son las que se tienen en cuenta para hallar las cargas equivalentes de cada uno de los modelos.

Se propone como en el caso anterior, una viga equivalente con la misma directriz que las fachadas de la edificación, también de 12m de longitud, sobre la cual se aplicarán las cargas puntuales que le correspondan a cada modelo según las que éste transmita al terreno.

Para cada uno de los modelos se han extraído las cargas de los resultados obtenidos de los análisis anteriores para establecer la magnitud de éstas en cada uno de los cimientos.

A continuación se muestra el esquema de cimentaciones que intervienen, con su numeración que se corresponderá con los cuadros de las cargas de cada uno de los modelos del arquetipo.

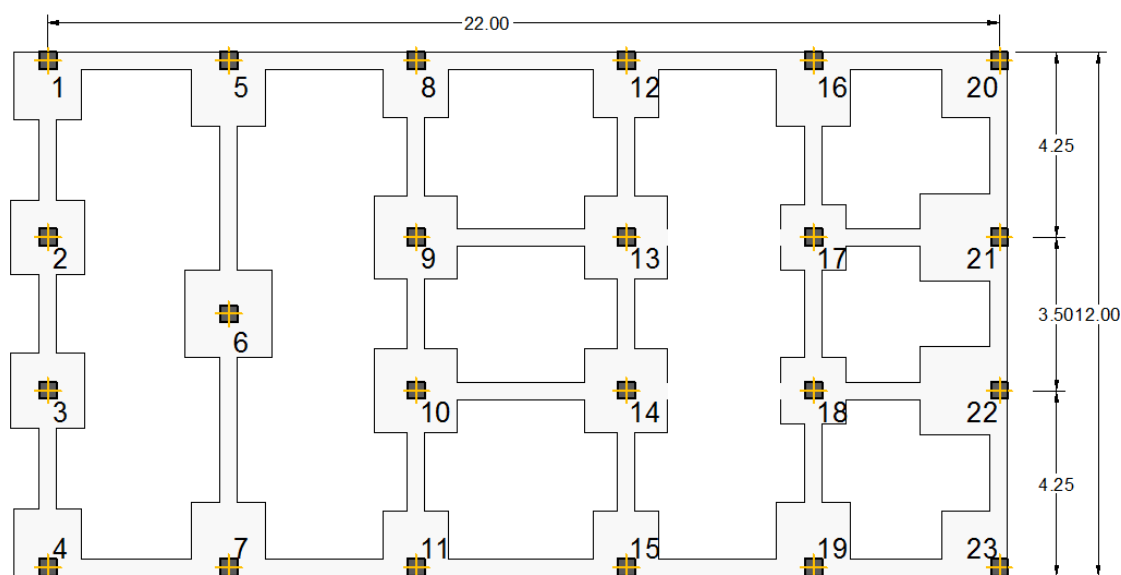


Figura 3.5.j Esquema planta cimentaciones arquetipo III

### 3.5.3.1. Modelo III.3

Modelo de planta baja y tres plantas piso. Como se ha comentado, las cargas llegan al terreno como cargas puntuales de los pilares.

Se repartirán las cargas proporcionalmente en los 22m de profundidad de la edificación sobre la viga equivalente que será de 12m de longitud, como en el arquetipo anterior.

Las cargas que intervienen en este modelo se reflejan en el cuadro siguiente en kN.

MODELO III.3					
	CIMIENTO	PP+CP	SU	ELS	ELU
1	150x150	348,00	75,50	423,50	583,00
2	200x200	536,00	136,00	672,00	927,50
3	200x200	536,00	136,00	672,00	927,50
4	150x150	348,00	75,50	423,50	583,00
5	170x170	447,00	74,00	521,00	714,50

6	220x220	700,00	173,00	873,00	1204,50
7	170x170	447,00	74,00	521,00	714,50
8	150x150	349,50	46,00	395,50	541,00
9	200x200	642,50	102,00	744,50	1020,50
10	200x200	642,50	102,00	744,50	1020,50
11	150x150	349,50	46,00	395,50	541,00
12	150x150	347,00	45,00	392,00	536,00
13	220x220	700,00	110,50	810,50	1111,00
14	220x220	700,00	110,50	810,50	1111,00
15	150x150	347,00	45,00	392,00	536,00
16	170x170	428,00	69,00	497,00	681,50
17	160x160	377,00	88,00	465,00	641,00
18	160x160	377,00	88,00	465,00	641,00
19	170x170	428,00	69,00	497,00	681,50
20	150x015	315,50	63,50	379,00	521,00
21	200x200	558,00	140,00	698,00	963,50
22	200x200	558,00	140,00	698,00	963,50
23	150x150	315,50	63,50	379,00	521,00

Tabla 3.5.g Cuadro de cargas en cimentaciones en el modelo III.3

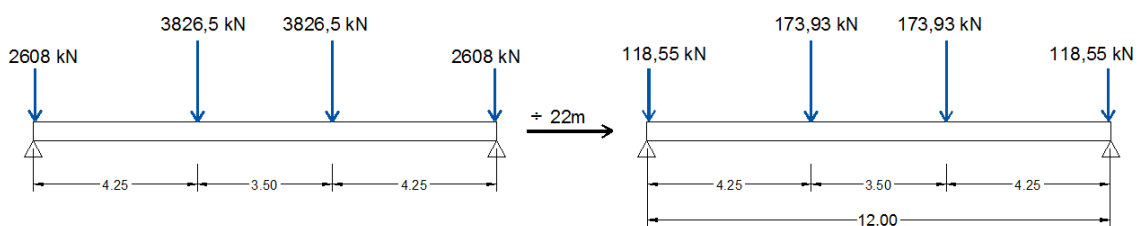


Figura 3.5.k Vigas primaria y equivalente del modelo III.3

### 3.5.3.2. Modelo III.5

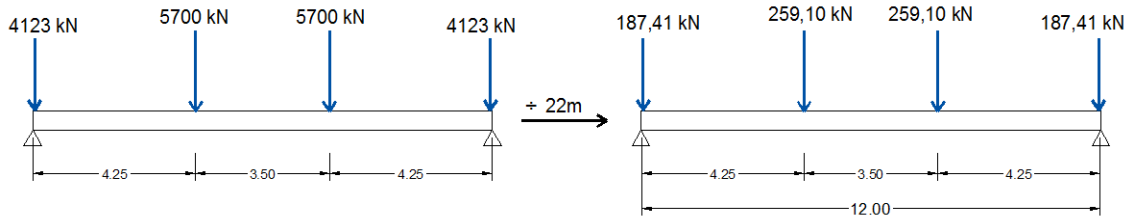
Modelo de planta baja y cinco plantas piso. Como se ha comentado, las cargas llegan al terreno como cargas puntuales de los pilares.

Se repartirán las cargas proporcionalmente en los 22m de profundidad de la edificación sobre la viga equivalente que será de 12m de longitud, como en el arquetipo anterior.

Las cargas que intervendrán en este modelo se reflejan en el cuadro siguiente en kN.

<b>MODELO III.5</b>					
<b>CIMIENTO</b>		<b>PP+CP</b>	<b>SU</b>	<b>ELS</b>	<b>ELU</b>
<b>1</b>	190x190	557,00	129,00	686,00	945,50
<b>2</b>	240x240	823,50	215,00	1038,50	1434,00
<b>3</b>	240x240	823,50	215,00	1038,50	1434,00
<b>4</b>	190x190	557,00	129,00	686,00	945,50
<b>5</b>	220x220	698,50	118,00	807,50	1108,00
<b>6</b>	260x260	1022,00	259,50	1281,50	1769,00
<b>7</b>	220x220	698,50	118,00	807,50	1108,00
<b>8</b>	190x190	543,00	69,00	612,00	836,50
<b>9</b>	250x250	953,00	155,50	1108,50	1520,00
<b>10</b>	250x250	953,00	155,50	1108,50	1520,00
<b>11</b>	190x190	543,00	69,00	612,00	836,50
<b>12</b>	190x190	540,00	69,50	609,50	833,50
<b>13</b>	260x260	1041,00	173,00	1214,00	1665,00
<b>14</b>	260x260	1041,00	173,00	1214,00	1665,00
<b>15</b>	190x190	540,00	69,50	609,50	833,50
<b>16</b>	220x220	677,00	114,00	791,00	1085,00
<b>17</b>	200x200	484,50	115,50	600,00	827,50
<b>18</b>	200x200	484,50	115,50	600,00	826,50
<b>19</b>	220x220	677,00	114,00	791,00	1085,00
<b>20</b>	190x190	512,00	105,00	617,00	848,50
<b>21</b>	260x260	872,00	226,00	1098,00	1516,00
<b>22</b>	260x260	872,00	226,00	1098,00	1516,00
<b>23</b>	190x190	512,00	105,00	617,00	848,50

**Tabla 3.5.h Cuadro de cargas en cimentaciones en el modelo III.5**



**Figura 3.5.I Vigas primaria y equivalente del modelo III.5**

**3.5.3.3. Modelo III.7**

Modelo de planta baja y siete plantas piso. Como se ha comentado, las cargas llegan al terreno como cargas puntuales de los pilares.

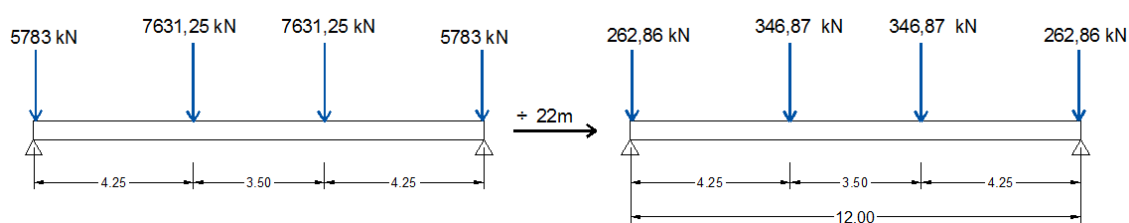
Se repartirán las cargas proporcionalmente en los 22m de profundidad de la edificación sobre la viga equivalente que será de 12m de longitud, como en el arquetipo anterior.

Las cargas que intervienen en este modelo se reflejan en el cuadro siguiente, en kN.

MODELO III.7					
	CIMIENTO	PP+CP	SU	ELS	ELU
1	230x230	789,00	174,00	963,00	1326,00
2	280x280	1125,00	292,00	1417,00	1957,00
3	280x280	1125,00	292,00	1417,00	1957,00
4	230x230	789,00	174,00	963,00	1326,00
5	250x250	954,00	164,00	1118,00	1534,00
6	300x300	1360,00	342,50	1702,50	2350,00
7	250x250	954,00	164,00	1118,00	1534,00
8	230x230	755,00	94,00	849,00	1160,50
9	280x280	1280,00	209,00	1489,00	2041,50
10	280x280	1280,00	209,00	1489,00	2041,50
11	230x230	755,00	94,00	849,00	1160,50
12	230x230	762,00	95,00	857,00	1171,00
13	300x300	1403,00	236,00	1639,00	2248,00
14	300x300	1403,00	236,00	1639,00	2248,00

<b>15</b>	230x230	762,00	95,00	857,00	1171,00
<b>16</b>	250x250	950,00	162,00	1112,00	1525,50
<b>17</b>	220x220	579,00	136,00	715,00	985,50
<b>18</b>	220x220	579,00	136,00	715,00	985,50
<b>19</b>	250x250	950,00	162,00	1112,00	1525,50
<b>20</b>	230x230	735,00	149,00	884,00	1216,00
<b>21</b>	300x300	1208,00	312,00	1520,00	2099,00
<b>22</b>	300x300	1208,00	312,00	1520,00	2099,00
<b>23</b>	230x230	735,00	149,00	884,00	1216,00

**Tabla 3.5.i Cuadro de cargas en cimentaciones en el modelo III.7**



**Figura 3.5.m Vigas primaria y equivalente del modelo III.7**

### 3.5.4. ARQUETIPO IV

En este arquetipo las cargas llegan al terreno a través de las cimentaciones aisladas de los pilares metálicos que conforman los soportes verticales de la edificación, y de las pantallas de los patios y escalera, que llegan como cargas lineales repartidas sobre una cimentación continua.

Así pues, se obtienen cargas puntuales, que son las que se tienen en cuenta para hallar las cargas equivalentes de cada uno de los modelos.

Se propone, como en el caso anterior, una viga equivalente con la misma directriz que las fachadas de la edificación, también de 12 m de longitud, sobre la cual se aplicarán las cargas puntuales que le correspondan a cada modelo según las que este transmita al terreno.



Para cada uno de los modelos se han extraído las cargas de los resultados obtenidos de los análisis anteriores para establecer la magnitud de éstas en cada uno de los cimientos.

A continuación se muestra el esquema de cimentaciones que intervienen con su numeración que se corresponderá con los cuadros de cargas de cada uno de los modelos del arquetipo:

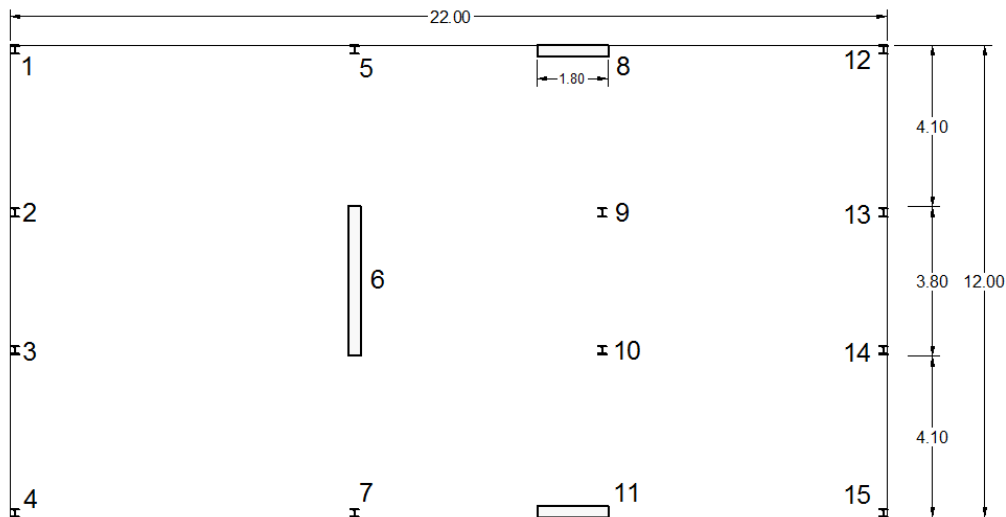


Figura 3.5.n Esquema planta cimentaciones arquetipo IV

### 3.5.4.1. Modelo IV.3

Modelo de planta baja y tres plantas piso. Como se ha comentado, las cargas llegan al terreno como cargas puntuales de los pilares, y lineales repartidas en las cimentaciones continuas.

Se repartirán las cargas proporcionalmente en los 22m de profundidad de la edificación sobre la viga equivalente que será de 12m de longitud, como en el arquetipo anterior.

Las cargas que intervienen en este modelo se reflejan en el cuadro siguiente en kN y en kN/ml (6, 8 y 11)

MODELO IV.3				
CIMIENTO	PP+CP	SU	ELS	ELU
1	783,50	79,00	862,50	1176,00
2	523,50	47,50	571,00	778,00
3	523,50	47,50	571,00	778,00

4	524,00	78,00	602,00	824,50
5	745,50	113,50	859,00	1176,50
6	745,50	113,50	859,00	1176,50
7	524,00	78,00	602,00	824,50
8	415,00	35,00	450,00	613,00
9	415,00	35,00	450,50	613,50
10	768,50	88,50	856,50	1169,50
11	768,50	88,50	856,50	1169,50
12	388,00	57,00	450,00	609,50
13	735,50	114,00	849,50	1164,00
14	735,50	114,00	849,50	1164,00
15	388,00	57,00	450,00	609,50

Tabla 3.5.j Cuadro de cargas en cimentaciones en el modelo IV.3

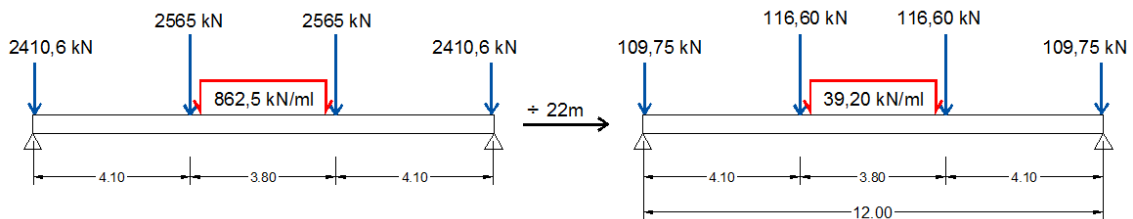


Figura 3.5.o Vigas primaria y equivalente del modelo IV.3

### 3.5.4.2. Modelo IV.5

Modelo de planta baja y cinco plantas piso. Como se ha comentado, las cargas llegan al terreno como cargas puntuales de los pilares, y lineales repartidas en las cimentaciones continuas.

Se repartirán las cargas proporcionalmente en los 22m de profundidad de la edificación sobre la viga equivalente que será de 12m de longitud, como en el arquetipo anterior.

Las cargas que intervienen en este modelo se reflejan en el cuadro siguiente, en kN/ml y kN (6, 8 y 11).

MODELO IV.5				
CIMIENTO	PP+CP	SU	ELS	ELU
1	1135,00	122,50	1257,50	1716,00
2	799,50	78,50	878,00	1197,00
3	799,50	78,50	878,00	1197,00
4	820,00	134,50	954,50	1309,00
5	1108,50	187,50	1296,00	1777,50
6	1108,50	187,50	1295,50	1777,50
7	820,00	134,50	954,50	1309,00
8	595,00	57,00	652,00	889,00
9	595,00	57,00	652,00	889,00
10	1068,50	132,50	1201,00	1641,00
11	1068,50	132,50	1201,00	1641,00
12	622,00	100,50	722,50	990,50
13	1092,50	185,00	1277,50	1752,50
14	1092,50	185,00	1277,50	1752,50
15	622,00	100,50	722,50	990,50

Tabla 3.5.k Cuadro de cargas en cimentaciones en el modelo IV.5

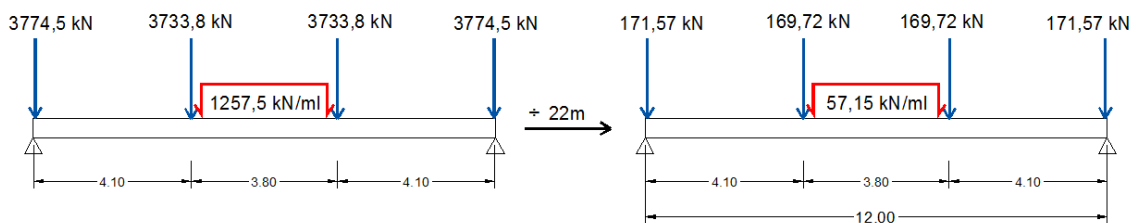


Figura 3.5. p Vigas primaria y equivalente del modelo IV.5

### 3.5.4.3. Modelo IV.7

Modelo de planta baja y cinco plantas piso. Como se ha comentado, las cargas llegan al terreno como cargas puntuales de los pilares, y lineales repartidas en las cimentaciones continuas.

Se repartirán las cargas proporcionalmente en los 22m de profundidad de la edificación sobre la viga equivalente, que será de 12m de longitud, como en el arquetipo anterior.

Las cargas que intervienen en este modelo se reflejan en el cuadro siguiente, en kN y kN/ml (6, 8 y 11).

MODELO IV.5				
CIMIENTO	PP+CP	SU	ELS	ELU
1	1482,50	183,00	1665,50	2276,00
2	1090,00	124,00	1214,00	1657,50
3	1090,00	124,00	1214,00	1657,50
4	1130,50	207,00	1337,50	1836,50
5	1462,00	275,00	1737,00	2386,00
6	1462,00	275,00	1737,00	2386,00
7	1130,50	207,00	1337,50	1836,50
8	770,00	86,50	856,50	1169,50
9	770,00	86,50	856,50	1169,50
10	1321,00	184,50	1505,50	2060,00
11	1321,00	185,00	1506,00	2061,00
12	883,00	159,00	1042,00	1430,50
13	1429,50	268,50	1698,00	2332,50
14	1429,50	268,50	1698,00	2332,50
15	883,00	159,00	1042,00	1430,50

Tabla 3.5.I Cuadro de cargas en cimentaciones en el modelo IV.7

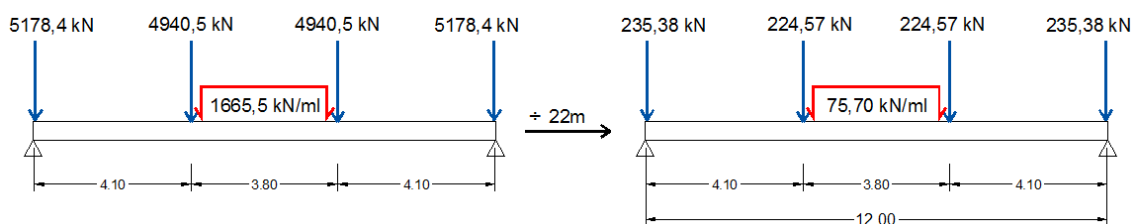


Figura 3.5. q Vigas primaria y equivalente del modelo IV.7

### 3.6. DEFORMACIÓN DEL TERRENO

Como se ha visto en la primera parte de esta tesis, las deformaciones que se producen en el trasdós de una pantalla durante la excavación del terreno interior, son diferentes dependiendo de los factores que intervengan.

Estos factores son principalmente el peso de la estructura superficial, la rigidez a flexión y la rigidez axial del edificio. Se ha comprobado en el libro I cómo los movimientos que se producen en estos casos son muy diferentes a los que se producen en situaciones de "*greenfield*", donde no interviene ningún edificio superficial. La tipología edificatoria define el peso del edificio y las rigideces axial y a flexión de éste.

Se ha comprobado cómo al aumentar la rigidez de la estructura superficial, los movimientos que se producen disminuyen progresivamente, pero al mismo tiempo se ha visto que en aumentar el peso de esta estructura, los movimientos aumentan. Estos dos factores, peso y rigidez, van ligados a la geometría del edificio y en general están directamente relacionados.

En cuanto a los desplazamientos horizontales, el peso de la edificación es mucho más importante que la influencia que puedan tener las rigideces, ya que a partir de cierta rigidez, las deformaciones son constantes y el peso pasa a ser el factor determinante casi de forma exclusiva.

En el caso de los asentamientos verticales, la influencia de las rigideces pasa más desapercibida que en el caso anterior, donde se vuelve a ver cómo el peso de la estructura tiene una influencia mucho mayor.

Así pues, en el libro I se ha analizado el comportamiento del terreno en tres tipos diferentes (granular, cohesivo y mixto) dependiendo de, la tipología edificatoria que sustenta, en diferentes alturas, la cual conferirá las rigideces y el peso de la estructura (Arquetipo I, Arquetipo II, Arquetipo III y Arquetipo IV), y en tres profundidades de excavación de la pantalla lateral (3, 6 y 9m); para ver qué movimientos se presentan en cada uno de los casos.

Se comprueba en este estudio cómo en cada uno de los arquetipos, los desplazamientos y los asentamientos que se producen, siguen una misma tendencia dentro de un mismo arquetipo, que va variando de pendiente global, según el tipo de terreno y rigideces del arquetipo.

A continuación (figura 3.5.a a 3.5.h) se muestran gráficos en los cuales se han agrupado todos los resultados obtenidos en un mismo arquetipo.

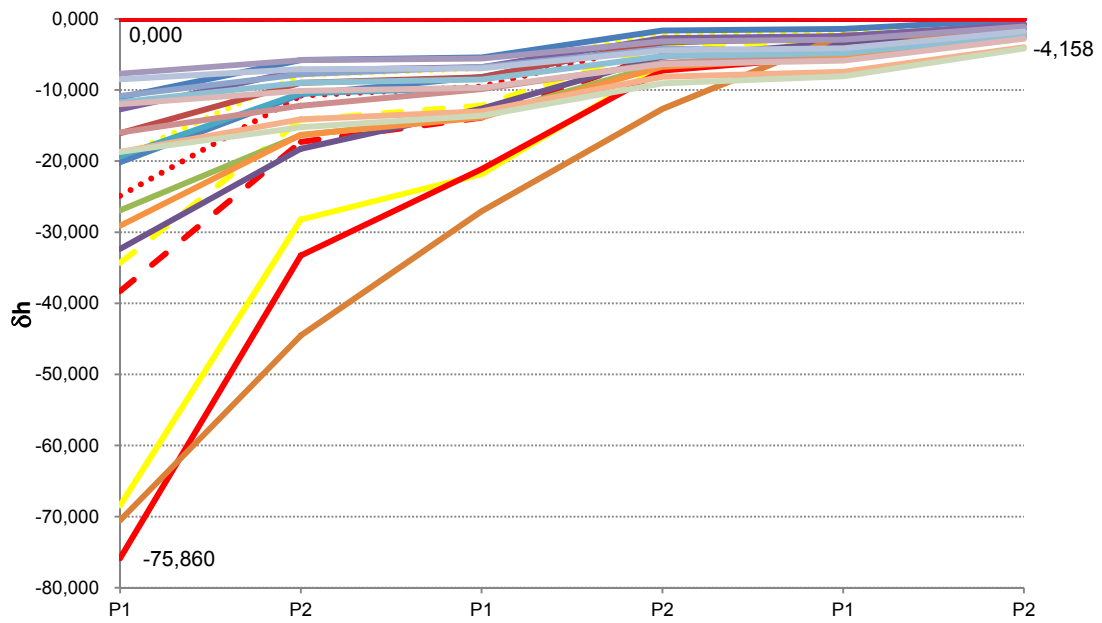


Figura 3.6.a Desplazamientos horizontales, arquetipo I

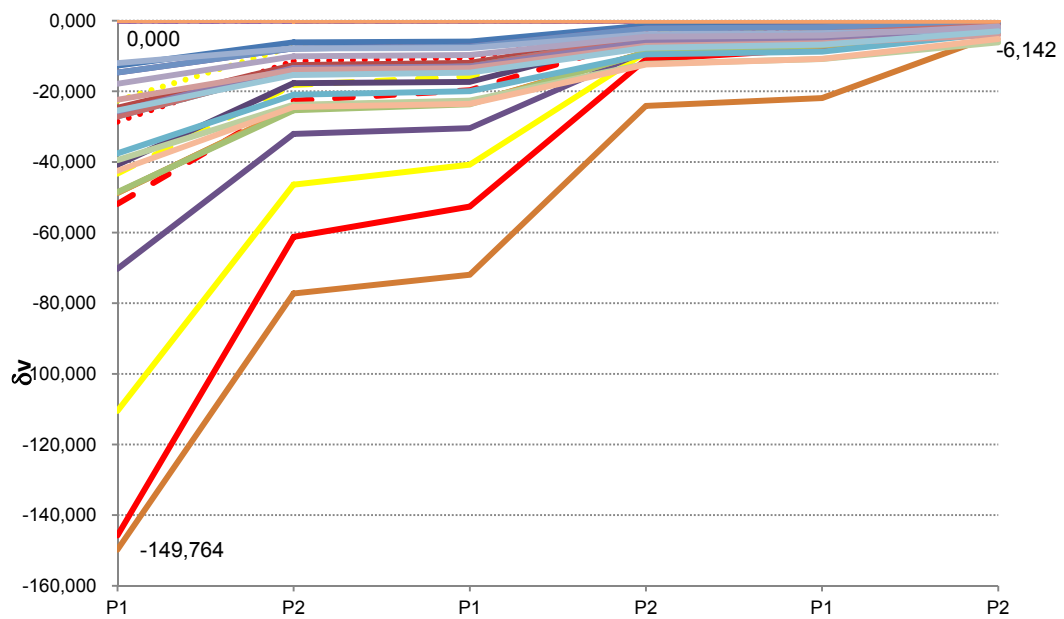


Figura 3.6.b Desplazamientos verticales, arquetipo I

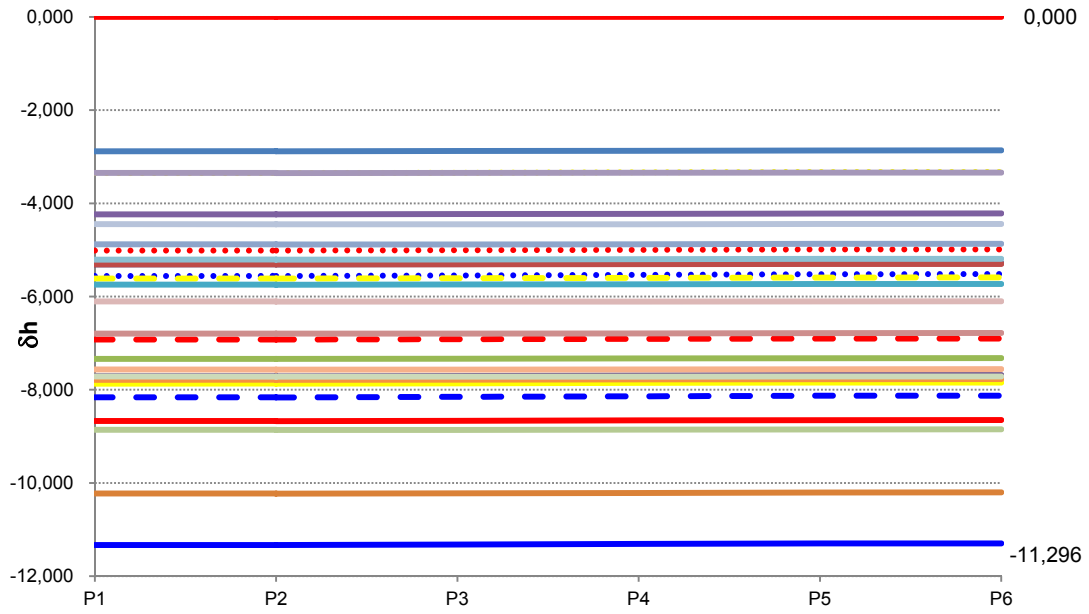


Figura 3.6.c Desplazamientos horizontales, arquetipo II

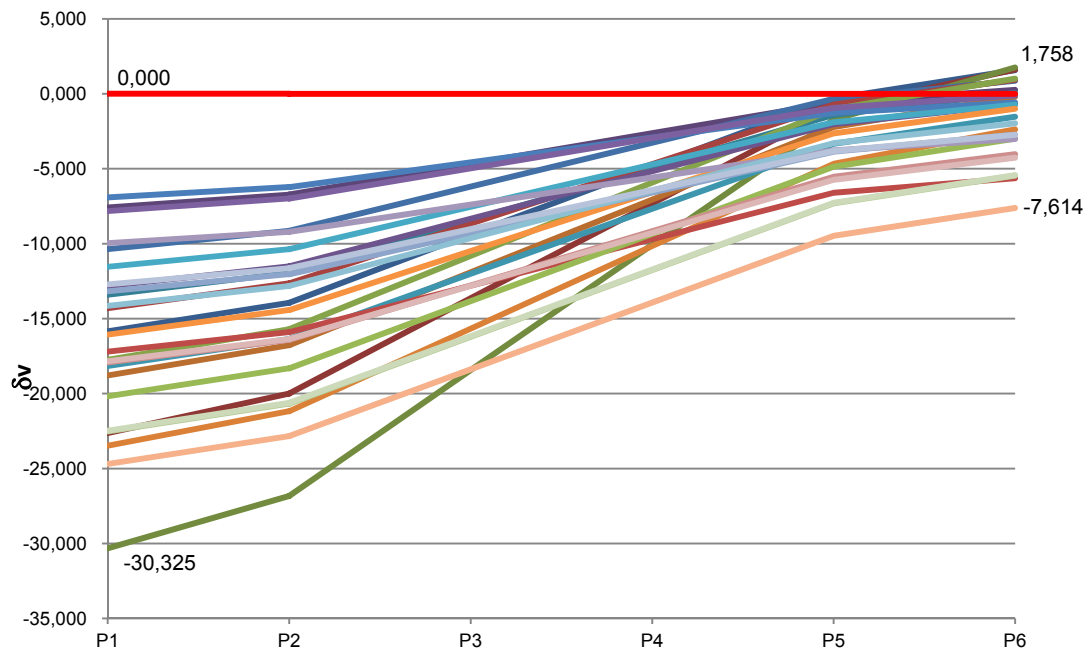


Figura 3.6.d Desplazamientos verticales, arquetipo II

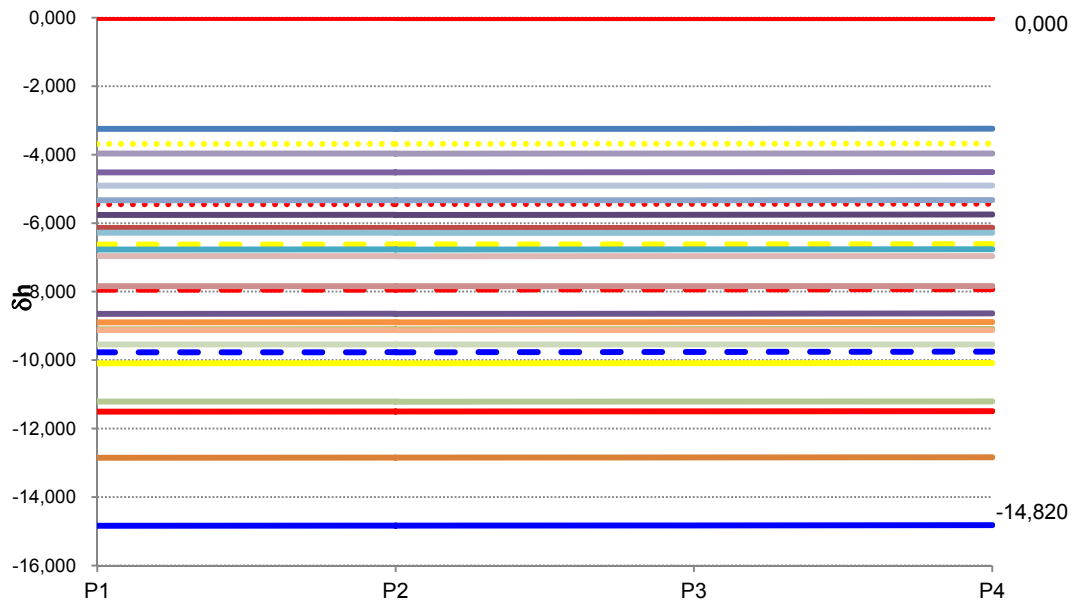


Figura 3.6.e Desplazamientos horizontales, arquetipo III

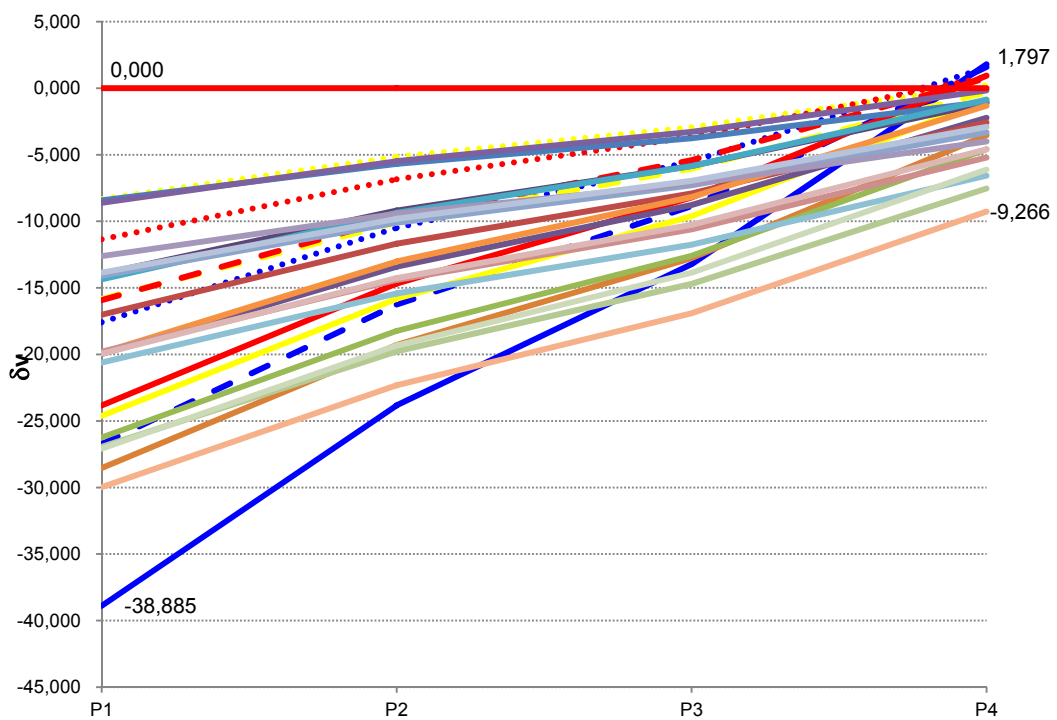


Figura 3.6.f Desplazamientos verticales, arquetipo III



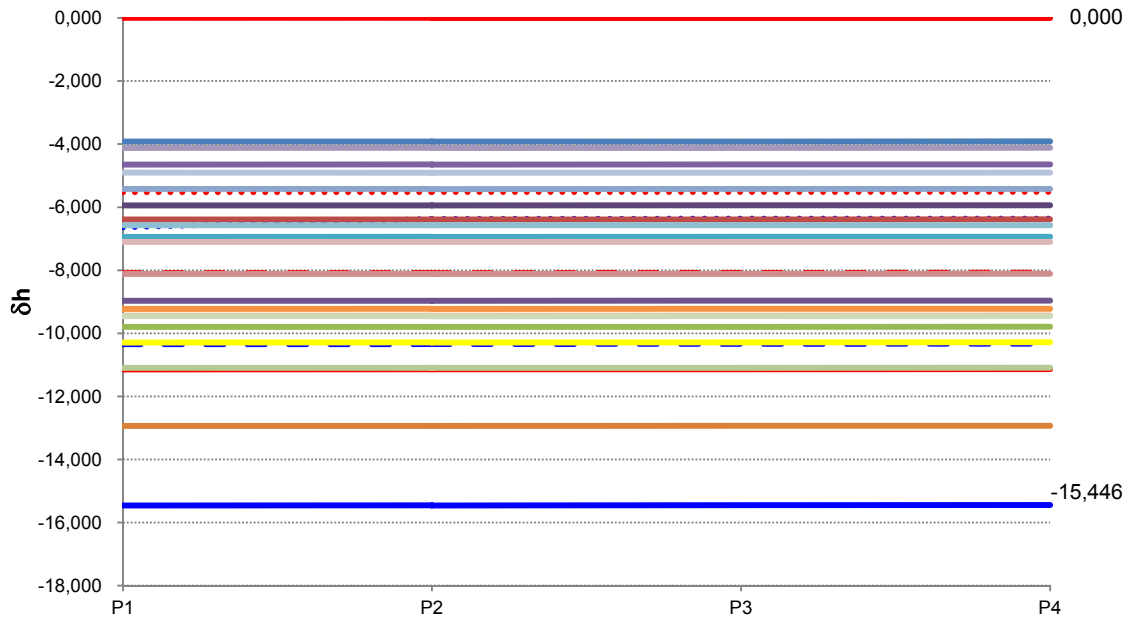


Figura 3.6.g Desplazamientos horizontales, arquetipo IV

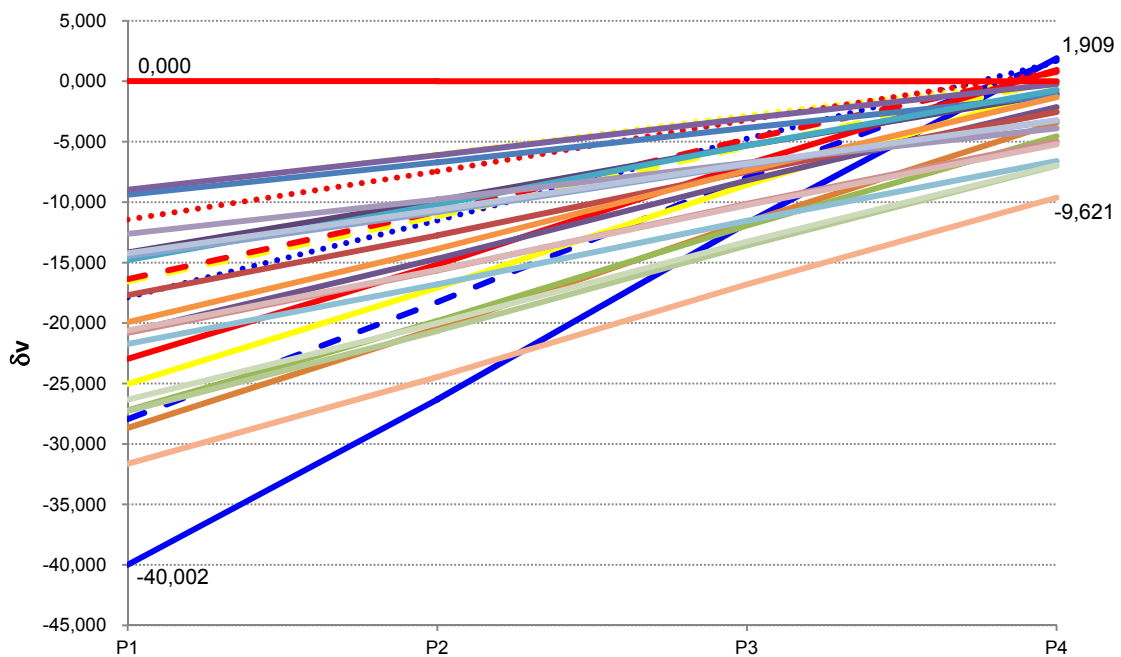


Figura 3.6.h Desplazamientos verticales, arquetipo IV

Analizando los asientos verticales y los desplazamientos horizontales que se producen en los diferentes arquetipos, el siguiente aspecto que se tiene en cuenta, es pasar a ver con qué distorsión angular se han producido estos movimientos.

A continuación se muestran los cuadros de valores de las distorsiones angulares que se producen en cada uno de los arquetipos, en función de la altura del edificio, el tipo de terreno y la profundidad de la excavación.

ARQUETIPO I		3m	6m	9m	ARQUETIPO II		3m	6m	9m
GR	PB+1	-	1/378	1/637	GR	PB+3	1/689	1/989	1/1148
	PB+3	-	1/220	1/440		PB+5	1/494	1/721	1/862
	PB+5	-	1/103	-		PB+7	1/374	1/568	1/702
CH	PB+1	1/686	1/1299	1/1586	CH	PB+3	1/1531	1/1896	1/1727
	PB+3	1/357	1/668	1/817		PB+5	1/891	1/1037	1/985
	PB+5	1/139	1/332	1/450		PB+7	1/645	1/698	1/702
MX	PB+1	1/511	1/1079	1/924	MX	PB+3	1/1067	1/1555	1/201
	PB+3	1/297	1/583	1/670		PB+5	1/787	1/1109	1/883
	PB+5	1/105	1/327	1/402		PB+7	1/640	1/796	1/704

**Tabla 3.6.a Distorsiones angulares para los arquetipos I y II**

ARQUETIPO III		3m	6m	9m	ARQUETIPO IV		3m	6m	9m
GR	PB+3	1/627	1/933	1/1113	GR	PB+3	1/617	1/913	1/1068
	PB+5	1/423	1/540	1/823		PB+5	1/405	1/645	1/758
	PB+7	1/295	1/300	1/618		PB+7	1/286	1/475	1/591
CH	PB+3	1/1405	1/1621	1/1393	CH	PB+3	1/1300	1/1458	1/373
	PB+5	1/773	1/830	1/855		PB+5	1/725	1/792	1/794
	PB+7	1/505	1/554	1/579		PB+7	1/491	1/530	1/545
MX	PB+3	1/984	1/1420	1/1096	MX	PB+3	1/981	1/1373	1/1092
	PB+5	1/720	1/890	1/781		PB+5	1/700	1/853	1/779
	PB+7	1/484	1/646	1/572		PB+7	1/502	1/645	1/619

**Tabla 3.6.b Distorsiones angulares para los arquetipo III y IV**

Se puede extraer de estos resultados la variabilidad de distorsiones que se producen.

Para poder llegar a uno de los objetivos de esta tesis, el de evaluar los daños que se producen en diferentes tipos de edificación y llegar a definir un gráfico que muestre el grado de daño según la tipología edificatoria, se decide establecer una ley de asientos verticales y una ley de desplazamientos

horizontales, que incluyan todos estos resultados obtenidos, los cuales se desarrollarán en el punto "4.1.2. *Obtención de la ley de asientos*", y a partir de los cuales se puedan definir otras situaciones que impliquen que el edificio sufra otras distorsiones angulares, las cuales se definirán más adelante en el punto "4.1.3. *Escala de distorsiones angulares a estudiar*".

### 3.7. DESARROLLO DE LOS CRITERIOS DE SENSIBILIDAD

El objetivo de este apartado es llegar a entender los alcances y límites de dichos gráficos, su funcionamiento y método de generación, para llegar a crear unos gráficos propios que describan el comportamiento de cada uno de los arquetipos analizados.

Como se ha comentado en el capítulo del estado del arte, punto “2.2. La afectación y sensibilidad de los edificios”, los distintos autores consultados, parten principalmente de la base de los gráficos de **Burland & Wroth** (1974), y **Burland et al** (1977), y **Burland et al** (2001), los cuales fueron modificados o actualizados por otros autores como el caso de **Boscardin & Cording** (1989). Éstos últimos introdujeron el concepto de distorsión angular ( $\beta$ ) en lugar del concepto de ratio de deflexión ( $\Delta/L$ ) utilizado por Burland en su gráfico.

En este punto de la tesis, se analiza cómo se llega a obtener los gráficos de daño de Burland y como los modifican Boscardin & Cording.

#### 3.7.1. ANÁLISIS GRÁFICOS BURLAND – BOSCARDIN & CORDING

**Burland et al** (2001) basándose en el análisis de resultados, de sus estudios realizados de muros y paredes de obra de fábrica, y posteriormente utilizando los estudios sobre sus gráficos realizados por **Boscardin & Cording** (1989), establece la existencia de una relación entre la aparición de las fisuras en los muros y la deformación a tracción media que las producen.

Utiliza el concepto de deformación a tracción, partiendo de la formula de deformación de una viga biapoyada con una carga puntual central de **Timoshenko** (1957).

$$\Delta = \frac{P \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I} \cdot \left( 1 + \frac{18 \cdot E \cdot I}{L^2 \cdot H \cdot G} \right)$$

Dónde:

- $\Delta$ = deflexión relativa
- P= carga
- L= longitud viga
- E= módulo elasticidad longitudinal
- I= inercia
- H= altura viga
- G= módulo elasticidad transversal

Burland, modifica la fórmula anterior para obtener la relación entre la deformación a tracción y el ratio de deflexión, diferenciando entre la que se produce por flexión y por cortante, obteniendo la formulación siguiente:

$$\frac{\Delta}{L} = \left[ \frac{L}{12 \cdot H} + \frac{3 \cdot I}{2 \cdot H^2 \cdot L} \cdot \frac{E}{G} \right] \cdot \epsilon_{b\max} \quad \text{i} \quad \frac{\Delta}{L} = \left[ 1 + \frac{H \cdot L^2}{18 \cdot I} \cdot \frac{G}{E} \right] \cdot \epsilon_{d\max}$$

Dónde:

- Δ/L= ratio de deflexión
- L= longitud viga
- E= módulo elasticidad longitudinal
- I= inercia H<sup>3</sup>/3
- H= altura viga
- G= módulo elasticidad transversal
- ε<sub>bmax</sub>= máxima deformación fibra extrema
- ε<sub>dmax</sub>= máxima deformación diagonal

En el gráfico siguiente se puede observar la influencia de cada una de las situaciones respecto a la relación L/H, en edificios con una relación E/G=2,6. Como concluyen Burland et al, edificios con una relación L/H<1 se verán más afectados por daños producidos por el cortante; siendo más afectados por la flexión edificios con relaciones L/H>1.

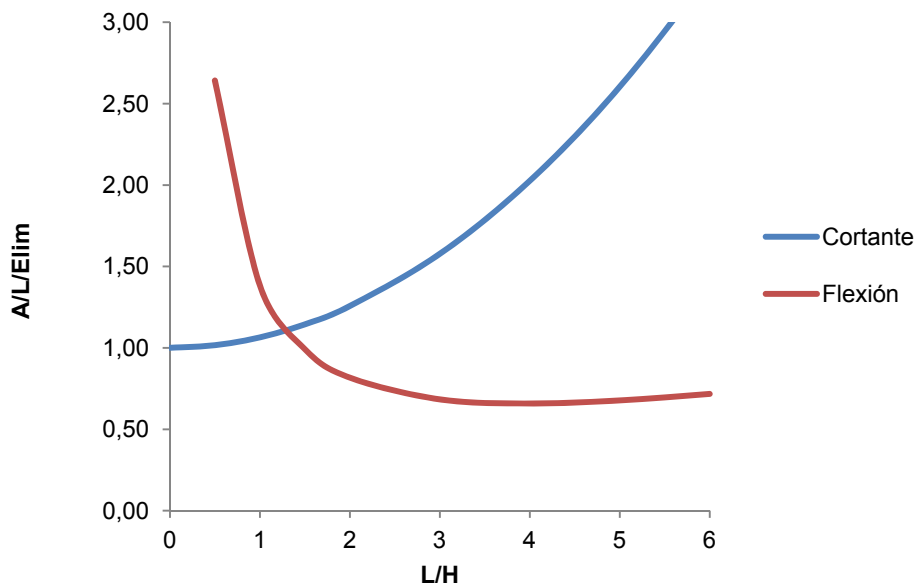


Figura 3.7.a Relación entre Δ/L/ε<sub>lim</sub> y L/H para una E/G=2,6

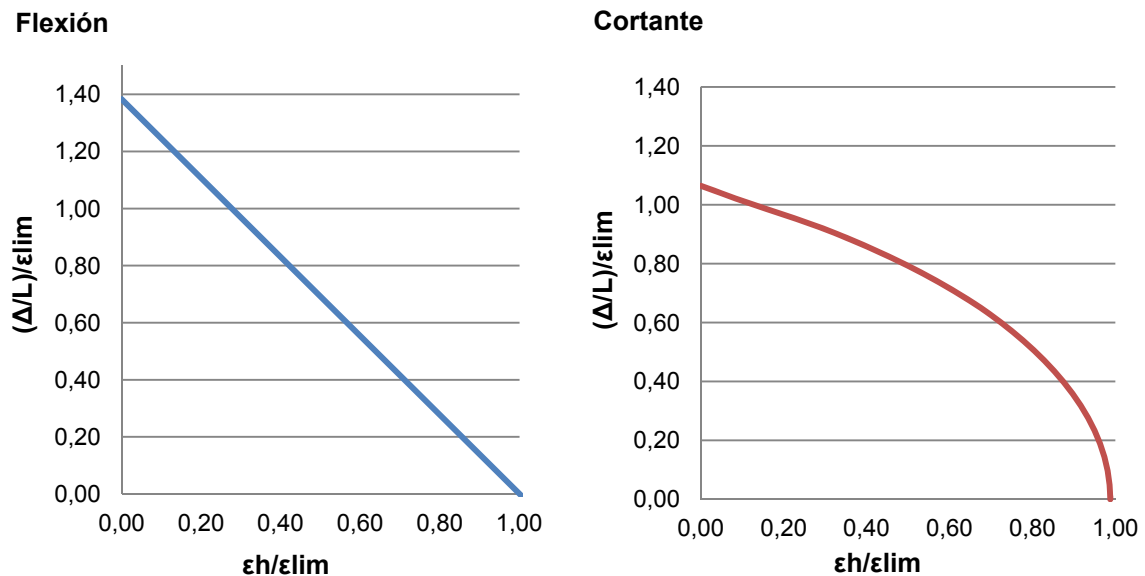
La influencia de la tensión horizontal introducida por **Boscardin & Cording** (1989) se traduce en la siguiente formulación:

$$\epsilon_{lim} = \epsilon_{bcrit} = \epsilon_{bmax} + \epsilon_h \quad \text{y} \quad \epsilon_{lim} = \epsilon_{dcrit} = \epsilon_h \cdot \left(\frac{1-\nu}{2}\right) + \sqrt{\epsilon_h^2 \cdot \left(\frac{1+\nu}{2}\right)^2 + \epsilon_{dmax}^2}$$

Dónde:

- $\epsilon_{lim}$  = deformación límite
- $\epsilon_{bcrit}$  = deformación fibra extrema crítica
- $\epsilon_{bmax}$  = máxima deformación fibra extrema
- $\epsilon_h$  = deformación horizontal de tracción
- $\epsilon_{dcrit}$  = deformación diagonal crítica
- $\epsilon_{dmax}$  = máxima deformación diagonal
- $\nu$  = módulo de poisson

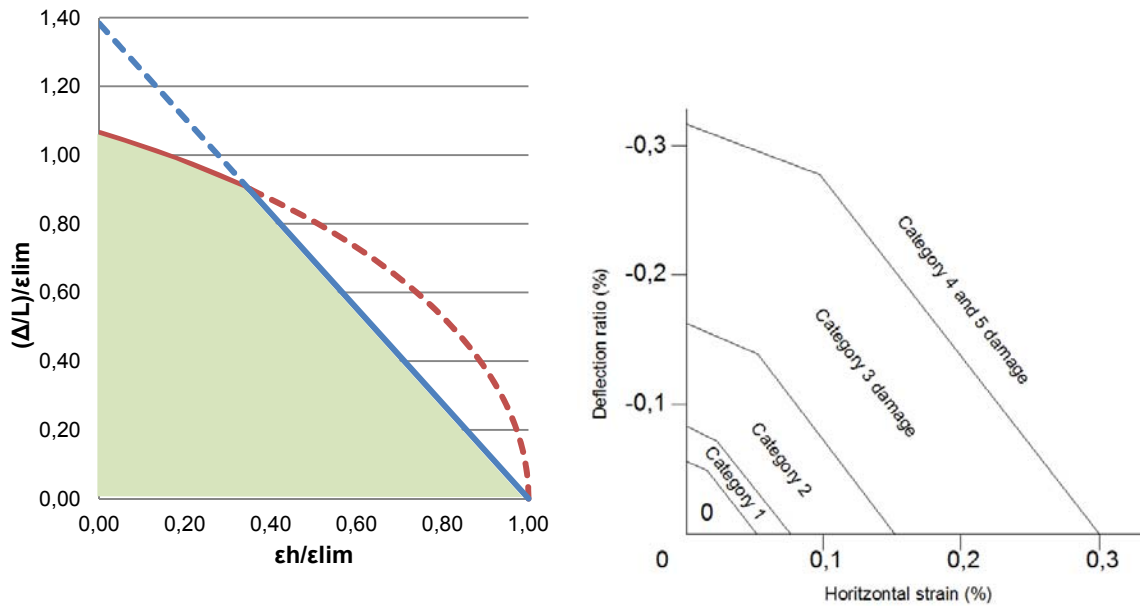
En la siguiente figura, se muestra la influencia de la deformación horizontal de tracción sobre  $(\Delta/L)/\epsilon_{lim}$ , sobre la deformación por flexión (bending strain controlling) y sobre la deformación por cortante (diagonal strains controlling).



**Figura 3.7.b** Influencia de la  $\epsilon_h$  sobre  $(\Delta/L)/\epsilon_{lim}$  para flexión y cortante.

Obteniendo de esta manera el gráfico que se mostrará a continuación, como combinación de los resultados en flexión y cortante.

La zona que configura el gráfico final, es la que se encuentra comprendida entre los ejes de coordenadas y la envolvente resultante de la combinación de los gráficos de la figura xxx, siendo los casos más desfavorables en cada caso.



**Figura 3.7.c Izquierda: Superposición daños unitarios de flexión y cortante. Derecha: Relación de la categoría de daño entre el ratio de deflexión y la tensión horizontal (Burland 2001)**

El gráfico final de Burland se obtiene siguiendo el proceso anterior, para cada una de las curvas, en función de la deformación límite considerada ( $\epsilon_{lim}$ ). Obteniendo así, cada una de las cuatro curvas de paso para cada estadio de daño.

Este gráfico, en este caso y como sucede en el gráfico modificado posteriormente por **Boscardin & Cording** (1989), sólo responde al comportamiento de un edificio con una relación  $L/H=1$  y una relación  $E/G=2,6$  con un coeficiente de Poisson  $\nu=0,3$ .

**Boscardin & Cording** (1989), como se ha comentado, introducen el concepto de distorsión angular ( $\beta$ ), en lugar del ratio de deflexión ( $\Delta/L$ ). La relación la establecen según:

$$\beta = \frac{3\Delta}{L} \cdot \left[ \frac{1 + 4 \cdot \left(\frac{E}{G}\right) \cdot \left(\frac{H^2}{L^2}\right)}{1 + 6 \cdot \left(\frac{E}{G}\right) \cdot \left(\frac{H^2}{L^2}\right)} \right]$$

Dónde:

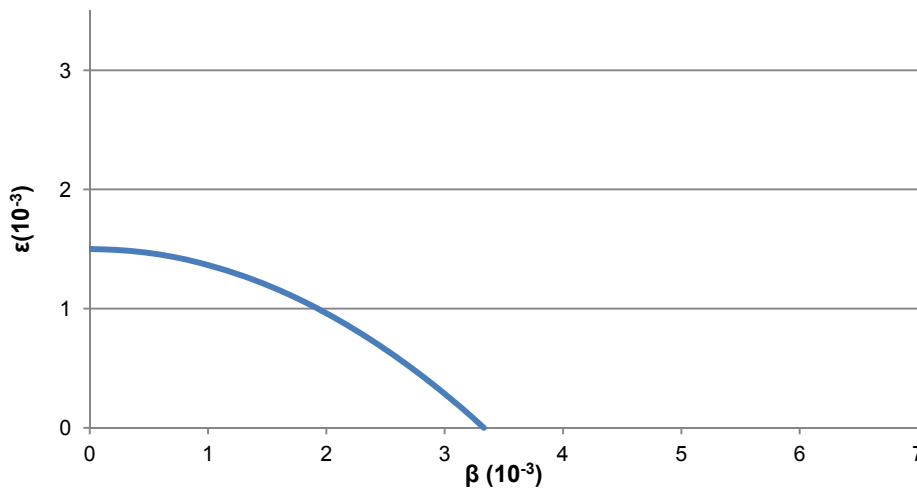
$\beta$ = distorsión angular

Estudiando la fórmula anterior, de relación entre la distorsión angular ( $\beta$ ) y el ratio de deflexión ( $\Delta/L$ ), para diferentes relaciones  $E/G$ , así como diferentes relaciones  $L/H$ , se llega a observar como en todos los casos la relación entre  $\beta$  y  $\Delta/L$ , se encuentra alrededor de  $\beta = 2\Delta/L$ . **Boscardin & Cording** (1989) llegan a esta misma conclusión, para valores típicos de  $L/H$  y de  $E/G$ .

Por otro lado, Boscardin & Cording, no tienen en cuenta la afectación de la flexión, y su gráfico solamente muestra cómo afecta el cortante en la sensibilidad de daño, mediante la utilización de la siguiente fórmula junto con la anterior.

$$\frac{\Delta}{L} = \left[ 0,064 \cdot \frac{L^2}{H^2} + 1 \right] \cdot \left[ \frac{\epsilon_{lim} - \epsilon_h \cdot \cos^2 \theta_{max}}{2 \cdot \cos \theta_{max} \cdot \sin \theta_{max}} \right]$$

Obteniendo un gráfico con la curva siguiente, para una  $\epsilon_{lim}$  de  $1,5 \cdot 10^{-3}$ , valor que se asigna de pasar de daño leve a moderado/severo:



**Figura 3.7.d Generación gráfico Boscardin & Cording**

El gráfico de Boscardin & Cording, como sucede con el de Burland, se obtiene siguiendo el proceso anterior, y en función de la deformación límite considerada ( $\epsilon_{lim}$ ). Así se obtienen cada una de las cuatro curvas de paso para cada estadio de daño.



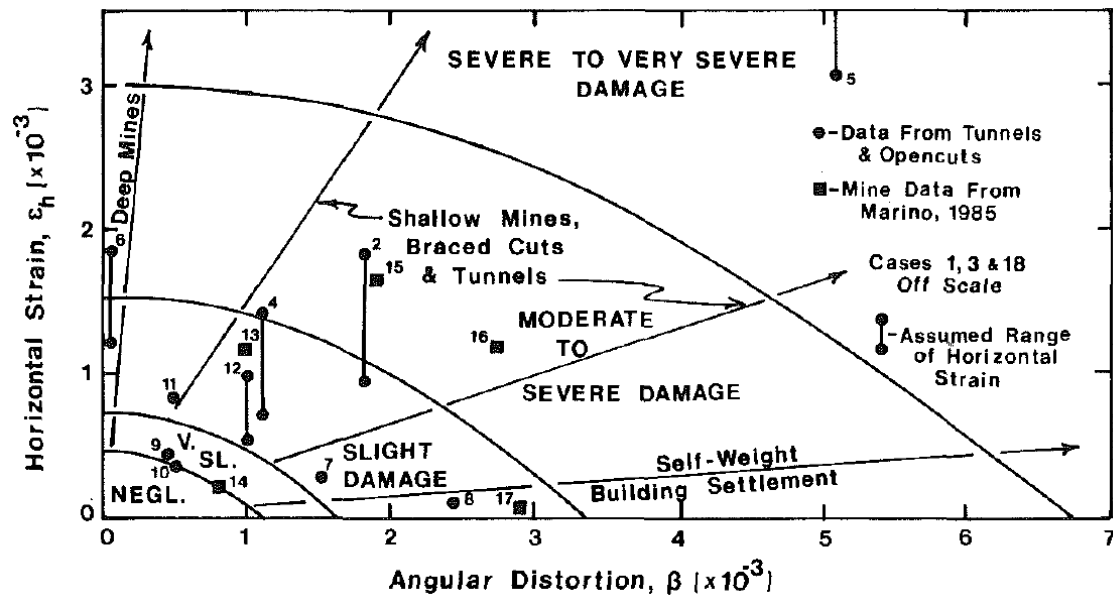


Figura 3.7.e Gráfico Boscardin & Cording (1989)

Mediante la formulación expuesta, para la generación de los diagramas De Burland y Boscardin & Cording, se puede llegar a obtener otros gráficos de daño para distintos tipos de edificio, con la sustitución de las variables que implican su geometría H y L, obteniendo gráficos para edificios más o menos flexibles, y con la sustitución de las variables que implican sus características materiales E y G, generando así otras tipologías edificatorias.

La sustitución de las variables geométricas puede ser directa; no tienen ninguna implicación intrínseca en ellas. En cambio la sustitución de los parámetros materiales E y G, conlleva otras premisas a tener en cuenta como se expone en el punto siguiente.

### 3.7.2. DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS MATERIALES E – G

Los parámetros materiales que consideran las ecuaciones de generación de los gráficos de sensibilidad de daño, módulo de elasticidad longitudinal (E) y módulo de elasticidad transversal (G), vienen directamente relacionados por el coeficiente de Poisson, mediante  $E=2 \cdot (1+\nu) \cdot G$ .

Para el arquetipo II, edificios de muros portantes de obra de fábrica cerámica, el coeficiente de Poisson está establecido en  $\nu=0,3$ , valor en que se basan todos los estudios realizados anteriormente.

En el arquetipo I, se aplica un material similar a la obra de fábrica, la mampostería, material con unas características que se puede asemejar con la fábrica. El coeficiente de Poisson que se establece en este caso por sus similitudes también tendrá un valor  $\nu=0,30$ .

En el arquetipo III, el único material utilizado para la construcción de la estructura, es el hormigón armado. Jiménez Montoya, García Meseguer y Morán Cabré, establecen en su publicación “Hormigón armado”, que el valor usual para este tipo de material tiende a  $\nu=0,20$ .

En el caso del arquetipo IV, intervienen dos materiales en la estructura, éstos son el acero, y el hormigón armado. Para el hormigón armado, como se acaba de describir en el párrafo anterior el valor del coeficiente de Poisson se establece en  $\nu=0,20$ . En el caso del acero la propia normativa, en este caso el Código Técnico de la Edificación, considera el coeficiente de Poisson de éste en  $\nu=0,30$ . En este caso, al predominar el hormigón armado por encima del acero, en el global de la estructura, se toma como valor de coeficiente de Poisson un  $\nu=0,20$ .

A continuación se muestra la tabla resumen de los coeficientes de Poisson utilizados en cada uno de los arquetipos analizados:

Arquetipo	$\nu$	Material
I	0,30	mampostería
II	0,30	obra de fábrica
III	0,20	hormigón
IV	0,20	hormigón + acero

**Tabla 3.7.a Coeficientes de Poisson**

Estos parámetros, solamente nos indican características materiales, pero no tienen en cuenta el tipo de construcción y la sensibilidad que ésta puede presentar.

Así pues, utilizando únicamente los parámetros propuestos por Burland et al y Boscardin & Cording, no se tiene en cuenta la tipología constructiva a analizar. Como se ha descrito en el punto “3.3.4. Resumen global de las rigideces equivalentes”, el sistema constructivo del arquetipo influye en la rigidez de éste y por lo tanto en la obtención de diferentes grados de sensibilidad.

### 3.7.3. DETERMINACIÓN DE LA DEFORMACIÓN HORIZONTAL MÁXIMA

En el apartado “4.2.3.1. Análisis gráficos Burland – Boscardin & Cording”, se ha presentado la formulación necesaria para la generación de dichos gráficos.

Uno de los parámetros más relevantes, es la deformación horizontal de tracción.

Este parámetro, como se puede ver en los gráficos, nos ocupa uno de los ejes principales es éstos, y por lo tanto, es un valor determinante para la obtención de la sensibilidad de daño de las edificaciones que se pretenda analizar.

Basándose en los estudios realizados anteriormente por **Skempton & MacDonald** (1956), **Polshin & Tokar** (1957) y **Bjerrum** (1963); y posteriormente por **Burland & Wroth** (1974), sobre edificios de muros de carga de obra de fábrica cerámica, pertenecientes al arquetipo II; establecen que la distorsión angular límite a los que se les puede someter sin dañar es  $L/300$ . Éstos se han analizado ya anteriormente en el punto “2.3. Afectación y sensibilidad de los edificios”, en el capítulo correspondiente al Estado del Arte.

Esta distorsión produce una deformación horizontal de tracción, según la aplicación de las fórmulas mencionadas anteriormente, de  $1,5 \cdot 10^{-3}\%$ , tal y como se refleja en los diagramas de daño de ambos autores.

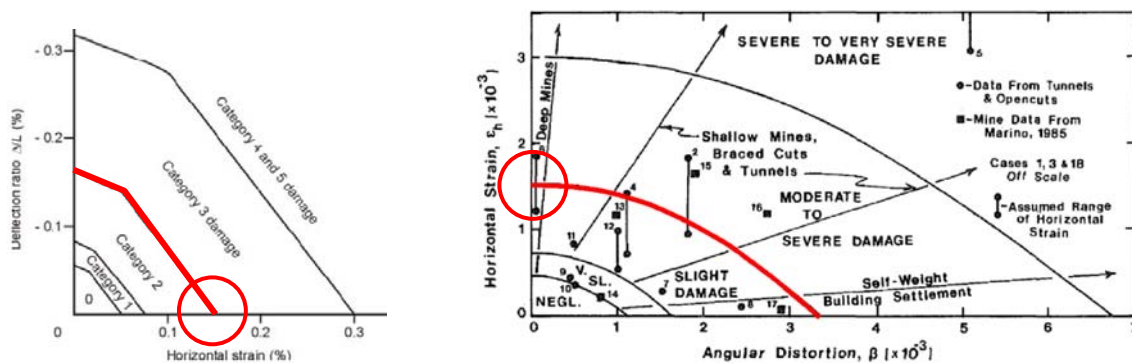


Figura 3.7.f  $\epsilon_h$  en los gráficos de Burland y Boscardin & Cording

Esta deformación a tracción máxima, va a depender del tipo de edificio, y por lo tanto será distinta para cada uno de los arquetipos, ya que de ello dependerá la sensibilidad.

Para poder establecer cuál será el valor de esta deformación,  $\epsilon_h$ , en primer lugar se debe fijar cuales son las distorsiones angulares, a partir de las que se producen los daños estructurales para cada arquetipo en cuestión. Distorsiones que nos marcan el paso entre las zonas de daño leve y daño moderado o

severo, zonas 2 y 3; que son las que más interesan, para poder determinar la optimización en el cálculo de las contenciones.

Así las distorsiones angulares que se producen, se establecen en:

*Arquetipo I:* Este arquetipo aunque comparte un material similar al del arquetipo II, la experiencia indica que se trata de edificios más frágiles, que no siguen un comportamiento lineal respecto a los otros arquetipos analizados. **Skempton & MacDonald** (1956), proponen unos límites de distorsión angular de entre  $1/300$  y  $1/450$  para edificios de muros de carga. Se considera, que el primer valor, corresponde al arquetipo II y por tanto el arquetipo I tendrá un límite de deformación de rotura al llegar a una distorsión angular  $1/450$ . Es un arquetipo donde se dispara la sensibilidad del edificio frente los daños.

*Arquetipo II:* El estudio realizado por autores anteriores, **Skempton & MacDonald** (1956), **Polshin & Tokar** (1957), **Bjerrum** (1963), entre otros; sitúan el límite de deformación en una distorsión angular de  $L/300$ , como se ha comentado anteriormente, siendo éste el punto en el que los muros de carga de las estructuras de fábrica empiezan a tener daños estructurales.

*Arquetipo III:* Es un arquetipo intermedio muy claro entre el arquetipo II y el arquetipo IV. Estructura moderna pero con cerramientos rígidos. Se producirá en primer lugar la rotura de los cerramientos i posteriormente, la rotura de la estructura. La estructura pero, ayuda a que esta rotura no se produzca con una distorsión como la del arquetipo II. Los límites que establecen varios autores, como **Skempton & MacDonald** (1956) y **Polshin & Tokar** (1957), para edificios de estructuras porticadas con cerramientos, consideran que la distorsión a la que se puede someter este arquetipo como límite de rotura es de  $1/250$ .

*Arquetipo IV:* De la experiencia y de diversos autores consultados, se extrae que este arquetipo de estructura de pórticos y subsistemas flexibles, la sensibilidad estará basada en la admisibilidad a la rotura de la estructura en cuestión. Los límites que establecen **Polshin & Tokar** (1957), **Bjerrum** (1963), y la propia experiencia, estarían comprendidos sobre distorsiones de  $1/150$ .

Así pues, conociendo las distorsiones angulares máximas se extrae como en el caso del arquetipo II, la deformación de tracción horizontal límite para cada caso. A continuación se muestra la tabla resumen con los resultados obtenidos:

Arquetipo	$\beta$	$\epsilon_{lim}$
I	L/450	$1,05 \cdot 10^{-3}$
II	L/300	$1,50 \cdot 10^{-3}$
III	L/250	$1,90 \cdot 10^{-3}$
IV	L/150	$3,10 \cdot 10^{-3}$

Tabla 3.7.b Distorsiones angulares y  $\epsilon_h$  correspondientes para edificios L/H=1

### **3.8. RESUMEN**

Como se ha podido comprobar, los distintos parámetros vinculados a la geométrica y los materiales de los edificios, influyen en la deformación que padece el terreno que los sustenta, y por lo tanto en cómo se verán afectados éstos mismos.

Respecto a la definición de los arquetipos a analizar, se ha podido observar como en cada época se marca una tendencia tipológica. Por eso nos centramos en cuatro arquetipos que caractericen cada una de las épocas consideradas en este trabajo, como edificios tipológicos y definitorios de una manera concreta de construir.

Se ha podido observar, que la definición previa de los arquetipos, es primordial, ya que de ellos dependen los materiales, la geometría, las rigideces y las cargas a considerar en el presente trabajo.

**CAPÍTULO IV**  
**ESTUDIO PRÁCTICO – ANÁLISIS PARAMÉTRICO**





## CAPÍTULO IV – ESTUDIO PRÁCTICO – ANÁLISIS PARAMÉTRICO

<b>4. ESTUDIO PRÁCTICO .....</b>	<b>195</b>
<b>4.1. .... DESCRIPCIÓN DEL LOS PARÁMETROS</b>	<b>196</b>
4.1.1. DESCRIPCIÓN DE LOS ARQUETIPOS .....	196
4.1.1.1. Arquetipo I .....	197
4.1.1.2. Arquetipo II .....	203
4.1.1.3. Arquetipo III .....	211
4.1.1.4. Arquetipo IV .....	218
4.1.1.5. Designación arquetipos analizados .....	224
4.1.2. OBTENCIÓN DE LAS LEYES DE ASIENTOS .....	225
4.1.2.1. Obtención de las leyes de desplazamientos verticales ( $\delta_v$ ) .....	226
4.1.2.2. Obtención de las leyes de desplazamientos horizontales ( $\delta_h$ ) .....	239
4.1.2.3. Resumen de las leyes de desplazamiento .....	253
4.1.3. ESCALA DE DISTORSIONES ANGULARES A ESTUDIAR .....	254
4.1.4. DIAGRAMAS DE DESPLAZAMIENTOS IMPUESTOS A LOS MODELOS .....	256
4.1.4.1. Arquetipo I .....	256
4.1.4.2. Arquetipo II .....	259
4.1.4.3. Arquetipo III .....	261
4.1.4.4. Arquetipo IV .....	264
4.1.4.5. Resumen .....	267
4.1.5. GENERACIÓN DE LOS GRÁFICOS PARTICULARES .....	268
4.1.6. COMPROVACIÓN GRÁFICOS SENSIBILIDAD .....	273
4.1.6.1. Arquetipo II.3 .....	276
4.1.6.2. Arquetipo II.5 .....	277
4.1.6.3. Arquetipo II.7 .....	278
4.1.7. APLICACIÓN COMPORTAMIENTO A ROTURA DE LA OBRA DE FÁBRICA .....	279
<b>4.2. .... DESCRIPCIÓN DEL ANÁLISIS Y DE LOS MODELOS</b>	<b>282</b>
4.2.1. MÉTODO DE ANÁLISIS DE LOS MODELOS .....	282
4.2.2. MODELIZACIÓN DE LOS ARQUETIPOS .....	287
4.2.2.1. Arquetipo I .....	287
4.2.2.2. Arquetipo II .....	289
4.2.2.3. Arquetipo III .....	291
4.2.2.4. Arquetipo IV .....	293

4.2.3. MODELIZACIÓN ASIENTOS .....	294
4.2.3.1. Arquetipo I:.....	294
4.2.3.2. Arquetipo II:.....	297
4.2.3.3. Arquetipo III:.....	301
4.2.3.4. Arquetipo IV: .....	302
<b>4.3. ....</b>	<b>RESULTADOS DEL ANÁLISIS</b>
.....	<b>305</b>
4.3.1. MODELO II.3.....	305
4.3.2. MODELO II.5.....	309
4.3.3. MODELO II.7.....	313

## **4. ESTUDIO PRÁCTICO**

En este capítulo se presenta un estudio paramétrico en el cual se analiza el comportamiento y la sensibilidad de los edificios cuando éstos son sometidos a asentamientos producidos en terrenos al trasdós de una pantalla de contención.

Se trata de un estudio similar al que llevaron a cabo Burland & Wroth y Boscardin & Cording, entre otros autores, pero en este caso con distintos tipos de edificio, y con unas leyes de asentamiento establecidas previamente, que vienen determinadas por el estudio de movimientos del terreno realizado en el apartado 4 del libro I.

## 4.1. DESCRIPCIÓN DEL LOS PARÁMETROS

En este apartado se describen los distintos puntos, que se han utilizado para realizar el análisis paramétrico, de los distintos arquetipos (en el punto 4.1.1), la caracterización de los parámetros de comportamiento del terreno, considerando la obtención de las leyes de asientos en función de los arquetipos (en los puntos 4.1.2, 4.1.3 y 4.1.4), la obtención de los gráficos particulares de sensibilidad de daño (en el punto 4.1.5), así como la aplicación de aspectos importantes a tener en cuenta sobre el comportamiento de la obra de fábrica en particular (en el punto 4.1.7)

### 4.1.1. DESCRIPCIÓN DE LOS ARQUETIPOS

Como se ha explicado en el punto 3.1.5 del capítulo anterior, se han nombrado los modelos según una clasificación de dos índices x,y, que se corresponden con el número del arquetipo y con el número de plantas piso.

Por tanto, el primer índice especificará el arquetipo al cual pertenece el modelo (Arquetipo I, Arquetipo II, Arquetipo III, Arquetipo IV) y el segundo el número de plantas de éste (PB+1, PB+3, PB+5, PB+7), tal y como muestra el cuadro siguiente.

	ARQUETIPO I	ARQUETIPO II	ARQUETIPO III	ARQUETIPO IV
PB+1	I.1	-	-	-
PB+3	I.3	II.3	III.3	IV.3
PB+5	I.5	II.5	III.5	IV.5
PB+7		II.7	III.7	IV.7

Tabla 4.1.a Designación de los modelos

En el presente capítulo se analizará el comportamiento de cada uno de estos modelos por separado especificando las características de cada uno de ellos, en una situación inicial en terreno firme, sin acciones exteriores, para comprobar que no existe ninguna anomalía y que su comportamiento estructural es totalmente correcto y no genera ningún tipo de patología.

#### 4.1.1.1. Arquetipo I

Las características que definen los modelos de este arquetipo, vienen determinadas según su geometría, las características constructivas de los elementos a modelizar (paredes, cimentaciones, forjados,...), de los materiales que los componen y de las cargas que someten la estructura.

En cada uno de los modelos se especifican las características propias y los estados de carga de cada uno de ellos.

##### 4.1.1.1.1. Modelo I.1

Modelo que corresponde a la "casa de cós" del s.XVIII de planta baja y planta piso, con cubierta inclinada que deja un espacio de desván bajo cubierta.

#### Características de la tipología

Las características de la tipología se describen a continuación en la siguiente tabla de doble descripción geométrica y constructiva.

##### ▪ Características geométricas volumetría edificación

Elemento	dimensiones		
<b>Anchura edificación</b>	5,00 m		
<b>Profundidad edificación</b>	16,00 m		
<b>Altura</b>	PB+1 (7,50m)	Planta Baja:	4,50m
		Planta Piso:	3,00m

Tabla 4.1.b Características geométricas del modelo I.1

##### ▪ Características constructivas elementos a modelizar

Elementos constructivos		dimensiones	material
<b>Cimentaciones</b>	Fachada principal	45x60cm	Hormigón ciclópeo
	Fachada posterior	45x60cm	
	Medianeras	45x60cm	
	Pared interior	30x60cm	
<b>Estructura vertical</b>	Fachada principal	45cm(PB)–30cm (PP)	Obra de fábrica
	Fachada posterior	30cm	
	Medianeras	30cm	
	Pared interior	15cm	

Tabla 4.1.c Características constructivas del modelo I.1

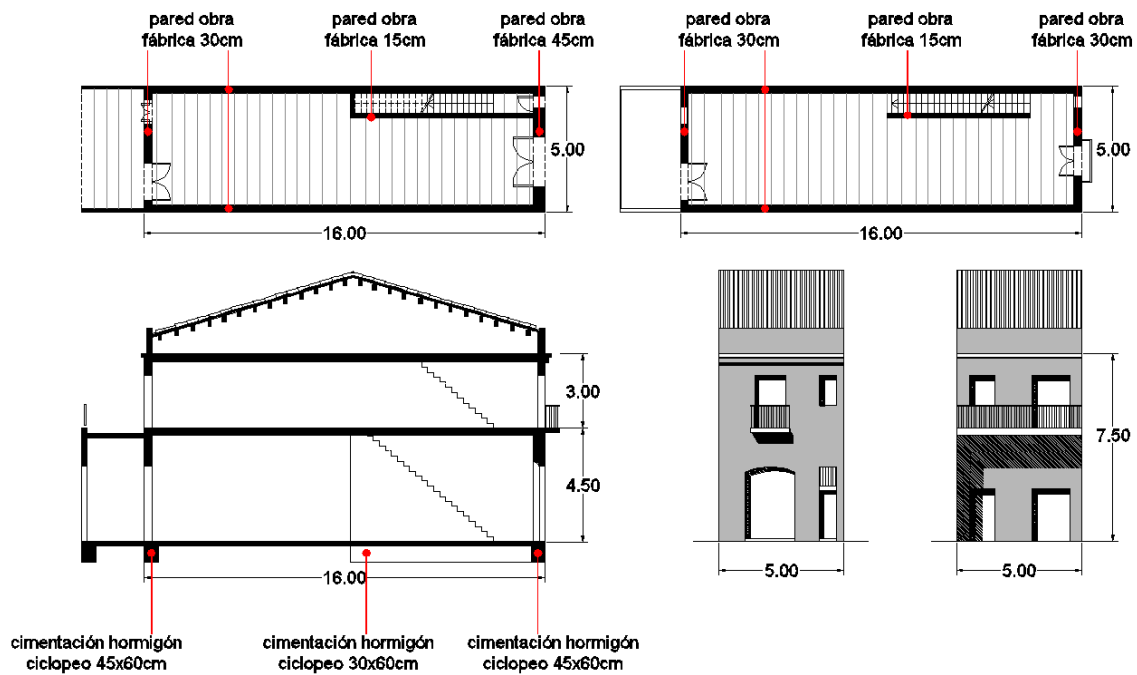


Figura 4.1.a Plantas, alzados y sección del modelo I.1

### Estado de cargas

El estado de cargas se realiza según la normativa catalana NBE-AEOR-93 para el peso propio de la estructura y según el CTE-DB-SE Acciones Edificación para las demás cargas aplicables al modelo.

En la siguiente tabla se describe detalladamente la totalidad del estado de cargas considerado.

Planta piso		
<b>Peso propio</b>	- Forjado viguetas y bovedilla cerámica	1,50 kN/m <sup>2</sup>
	- Cerramientos exteriores:	
	Paredes 45cm espesor	24,30 kN/ml
	Paredes 30cm espesor	16,20 kN/ml
<b>Cargas permanentes</b>	- Pavimentos	0,80 kN/m <sup>2</sup>
	- Tabiques	1,00 kN/m <sup>2</sup>
<b>Sobrecargas</b>	- Uso	2,00kN/m <sup>2</sup>
	- Balcones	2,00 kN/ml

Planta cubierta		
<b>Peso propio</b>	-Forjado viguetas madera, bovedilla cerámica	1,50 kN/m <sup>2</sup>
<b>Cargas permanentes</b>	- Acabado cubierta inclinada	0,90 kN/m <sup>2</sup>
<b>Sobrecargas</b>	- Uso	1,00kN/m <sup>2</sup>

Tabla 4.1.d Estado de cargas del modelo I.1

#### 4.1.1.1.2. Modelo I.3

Modelo que corresponde a la "casa de cós" del s.XVIII de planta baja y tres plantas piso, con cubierta a la catalana.

#### Características de la tipología

Las características de la tipología se describen a continuación en la siguiente tabla de doble descripción geométrica y constructiva.

- *Características geométricas volumetría edificación*

Elemento	dimensiones		
<b>Anchura edificación</b>	5,00 m		
<b>Profundidad edificación</b>	16,00 m		
<b>Altura</b>	PB+3 (13,50m)	Planta Baja:	4,50m
		Planta Piso:	3,00m

Tabla 4.1.e Características geométricas del modelo I.3

- *Características constructivas elementos a modelizar*

Elementos constructivos		dimensiones	material
<b>Cimentaciones</b>	Fachada principal	45x60cm	Hormigón ciclópeo
	Fachada posterior	45x60cm	
	Medianeras	45x60cm	
	Pared interior	30x60cm	
<b>Estructura vertical</b>	Fachada principal	45cm (PB)–30cm (PP)	Obra de fábrica
	Fachada posterior	30cm	
	Medianeras	30cm	
	Pared interior	15cm	

Tabla 4.1.f Características constructivas del modelo I.3

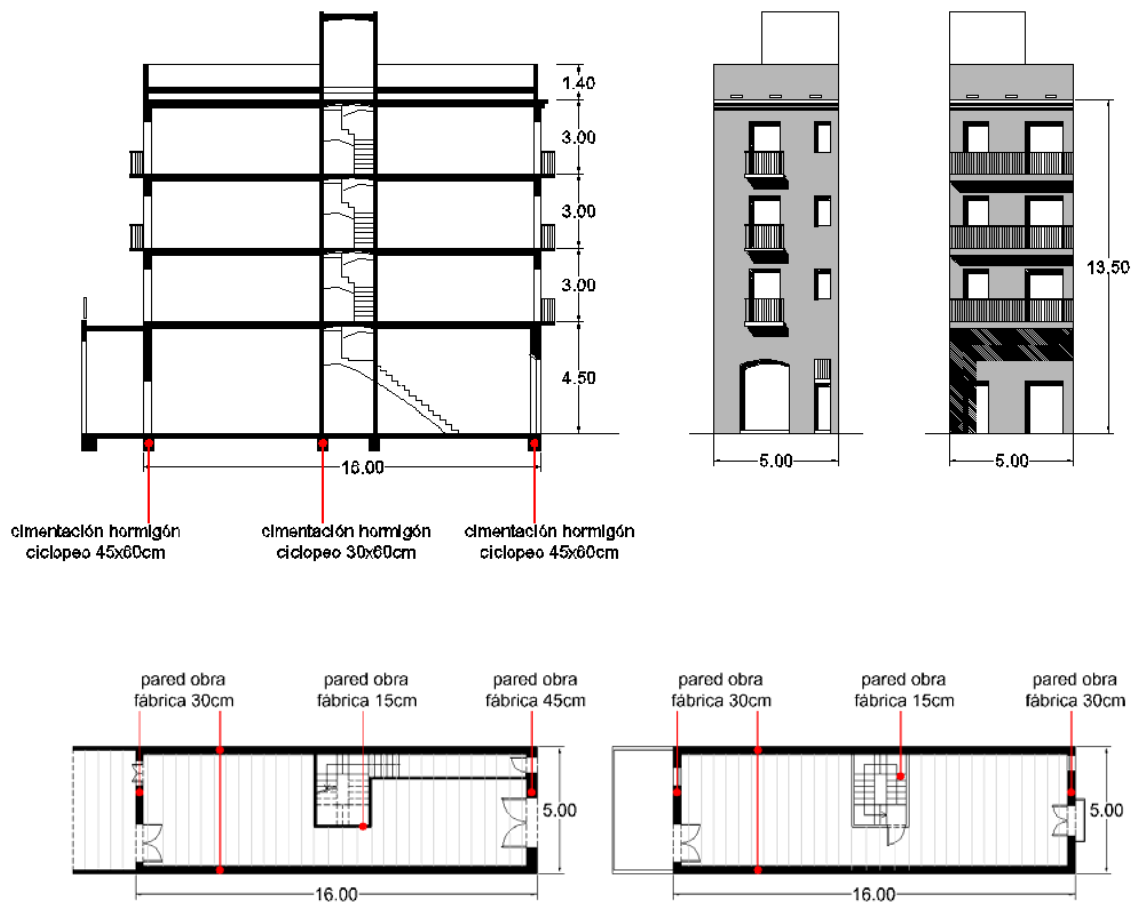


Figura 4.1.b Plantas, alzados y sección del modelo I.3

### Estado de cargas

El estado de cargas se realiza según la normativa catalana NBE-AEOR-93 para el peso propio de la estructura y el CTE-DB-SE Acciones Edificación para las demás cargas aplicables al modelo.

En la siguiente tabla se describe detalladamente la totalidad del estado de cargas considerado.



Planta piso		
<b>Peso propio</b>	- Forjado viguetas madera, bovedilla cerámica	1,50 kN/m <sup>2</sup>
	- Cerramientos exteriores	
	paredes 45cm espesor	24,30 kN/ml
	paredes 30cm espesor	16,20 kN/ml
<b>Cargas permanentes</b>	- Pavimentos	0,80 kN/m <sup>2</sup>
	- Tabiques	1,00 kN/m <sup>2</sup>
<b>Sobrecargas</b>	- Uso	2,00kN/m <sup>2</sup>
	- Balcones	2,00 kN/ml

Planta cubierta		
<b>Peso propio</b>	-Forjado viguetas madera, bovedilla cerámica	1,50 kN/m <sup>2</sup>
<b>Cargas permanentes</b>	- Acabado cubierta catalana	2,50 kN/m <sup>2</sup>
<b>Sobrecargas</b>	- Uso	1,00kN/m <sup>2</sup>

Tabla 4.1.g Estado de cargas modelo I.3

#### 4.1.1.1.3. Modelo I.5

Modelo que corresponde a la "casa de cós" del s.XVIII de planta baja y cinco plantas piso, con cubierta a la catalana.

#### Características de la tipología

Las características de la tipología se describen a continuación en la siguiente tabla de doble descripción geométrica y constructiva.

- *Características geométricas volumetría edificación*

Elemento	Dimensiones		
<b>Anchura edificación</b>	5,00 m		
<b>Profundidad edificación</b>	16,00 m		
<b>Altura</b>	PB+5 (19,50m)	Planta Baja:	4,50m
		Planta Piso:	3,00m

Tabla 4.1.h Características geométricas del modelo I.5

- *Características constructivas elementos a modelizar*

Elementos constructivos		Dimensiones	material
<b>Cimentaciones</b>	Fachada principal	45x60cm	Hormigón ciclópeo
	Fachada posterior	45x60cm	
	Medianeras	45x60cm	
	Pared interior	30x60cm	
<b>Estructura vertical</b>	Fachada principal	45cm (PB) – 30cm	Obra de fábrica
	Fachada posterior	(PP)	
	Medianeras	30cm	
	Pared interior	30cm	
		15cm	

Tabla 4.1.i Características constructivas del modelo I.5

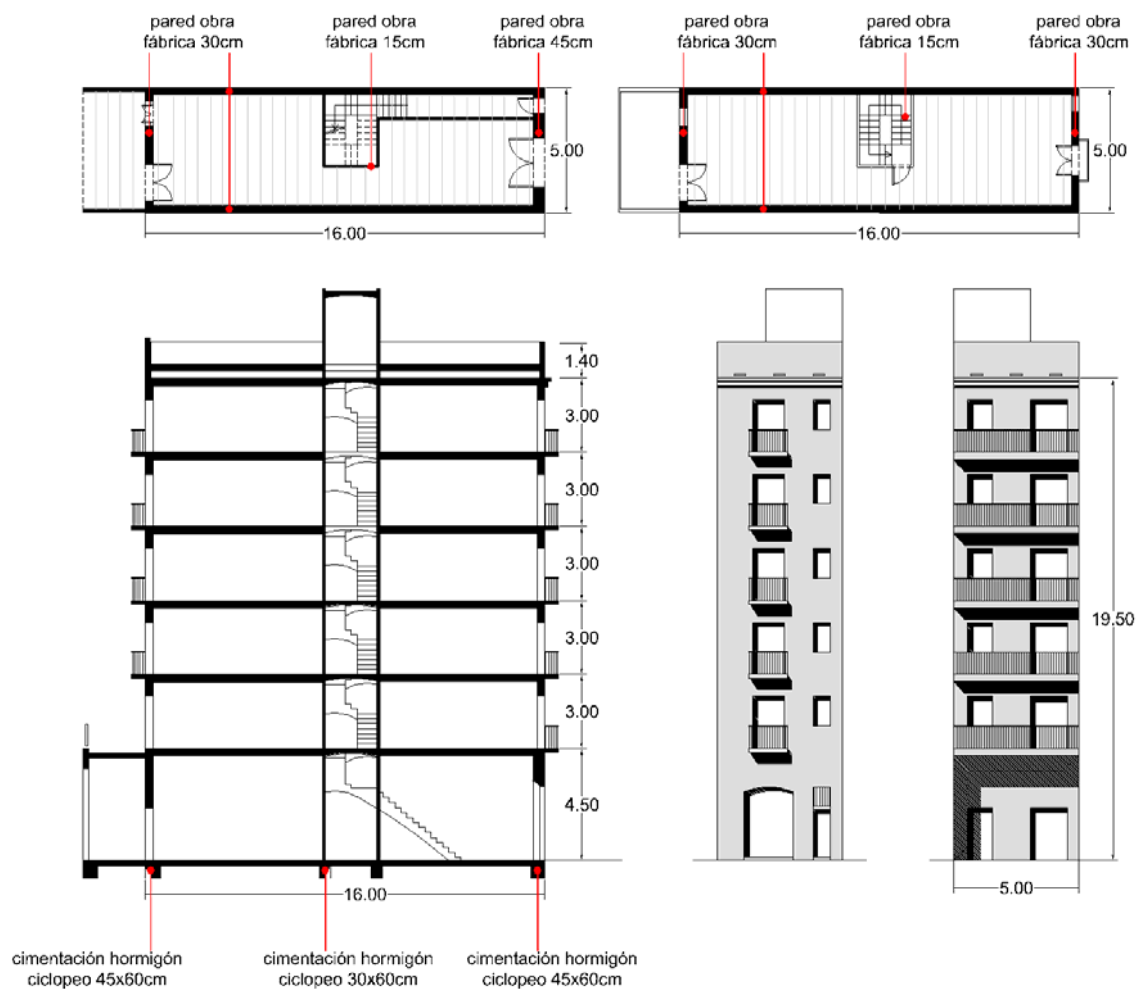


Figura 4.1.c Plantas, alzados y sección del modelo I.5

### Estado de cargas

El estado de cargas se realiza según la normativa catalana NBE-AEOR-93 para el peso propio de la estructura y el CTE-DB-SE Acciones Edificación para las demás cargas aplicables al modelo.

En la siguiente tabla se describe detalladamente la totalidad de las cargas consideradas.

Planta piso		
<b>Peso propio</b>	- Forjado viguetas madera, bovedilla cerámica	1,50 kN/m <sup>2</sup>
	- Cerramientos exteriores:	24,30 kN/ml
	paredes 45cm espesor	16,20 kN/ml
	paredes 30cm espesor	
<b>Cargas permanentes</b>	- Pavimentos	0,80 kN/m <sup>2</sup>
	- Tabiques	1,00 kN/m <sup>2</sup>
<b>Sobrecargas</b>	- Uso	2,00kN/m <sup>2</sup>
	- Balcones	2,00 kN/ml

Planta cubierta		
<b>Peso propio</b>	- Forjado viguetas madera, bovedilla cerámica	1,50 kN/m <sup>2</sup>
<b>Cargas permanentes</b>	- Acabado cubierta catalana	2,50 kN/m <sup>2</sup>
<b>Sobrecargas</b>	- Uso	1,00kN/m <sup>2</sup>

Tabla 4.1.j Estado de cargas del modelo I.5

#### 4.1.1.2. Arquetipo II

Las características que definen los modelos de este arquetipo, vienen determinadas como en el caso anterior según su geometría, las características constructivas de los elementos a modelizar (paredes, cimentaciones, forjados,...), de los materiales que los componen y de las cargas que someten la estructura.

En cada uno de los modelos se especifican las características propias y los estados de cargas.

#### 4.1.1.2.1. Modelo II.3

Modelo que corresponde al edificio del Ensanche del s.XIX de planta baja y tres plantas piso, con terraza tipo cubierta catalana.

#### Características de la tipología

Las características de la tipología se describen a continuación en la siguiente tabla de doble descripción geométrica y constructiva.

- *Características geométricas volumetría edificación*

Elemento	Dimensiones		
Anchura edificación	12,00 m		
Profundidad edificación	22,00 m		
Altura	PB+3 (13,50m)	Planta Baja:	4,50m
		Plantas Piso:	3,00m

Tabla 4.1.k Características geométricas del modelo II.3

- *Características constructivas elementos a modelizar*

Elementos constructivos		Dimensiones	Material
<b>Cimentaciones</b>	Fachada principal	45x60cm	Hormigón ciclópeo
	Fachada posterior	45x60cm	
	Medianeras	45x60cm	
	Caja escalera	45x60cm	
<b>Estructura vertical</b>	Fachada principal	45cm(PB)-30cm(PP)	Obra de fábrica
	Fachada posterior	30cm	
	Medianeras	30cm	
	Caja escalera	15cm	
	Caja patios	15cm	
	Pared interior	15cm	
	Pilares (PB)		
<b>Jácnas y dinteles huecos</b>	Apeo PB		Acero
	Dinteles grandes		
	Huecos		

Tabla 4.1.l Características constructivas del modelo II.3

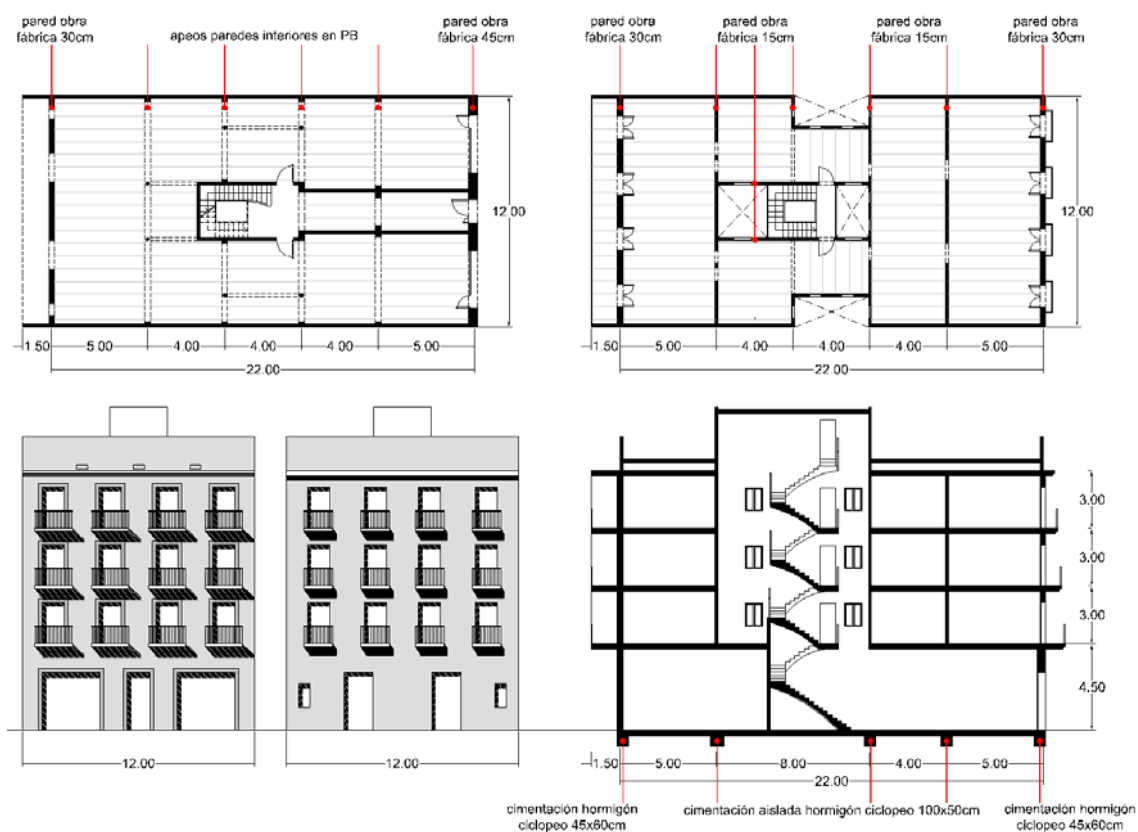


Figura 4.1.d Plantas, alzados y secciones del modelo II.3

### Estado de cargas

El estado de cargas se realiza según la normativa catalana NBE-AEOR-93 para el peso propio de la estructura y el CTE-DB-SE Acciones Edificación para el resto de cargas aplicables al modelo.

En la siguiente tabla se describe detalladamente la totalidad del estado de cargas considerado.

Planta piso		
<b>Peso propio</b>	-Forjado viguetas metálicas con bovedilla	2,25 kN/m <sup>2</sup>
	cerámica	
	-Cerramientos exteriores:	
	paredes 45cm espesor	24,30 kN/ml
	paredes 30cm espesor	16,20 kN/ml
<b>Cargas permanentes</b>	-Pavimentos	0,80 kN/m <sup>2</sup>
	-Tabiques	1,00 kN/m <sup>2</sup>
<b>Sobrecargas</b>	-Uso	2,00kN/m <sup>2</sup>
	-Balcones	2,00 kN/ml

Planta cubierta		
<b>Peso propio</b>	-Forjado viguetas metálicas con bovedilla cerámica	2,25 kN/m <sup>2</sup>
<b>Cargas permanentes</b>	-Acabado cubierta catalana	2,50 kN/m <sup>2</sup>
<b>Sobrecargas</b>	-Uso	1,00kN/m <sup>2</sup>

Tabla 4.1.m Estado de cargas modelo II.3

#### 4.1.1.2.2. Modelo II.5

Modelo que corresponde al edificio del Ensanche del s.XIX de planta baja y cinco plantas piso, con terraza tipo cubierta catalana.

#### Características de la tipología

Las características de la tipología se describen a continuación en las siguientes tablas de doble descripción geométrica y constructiva.

- *Características geométricas volumetría edificación*

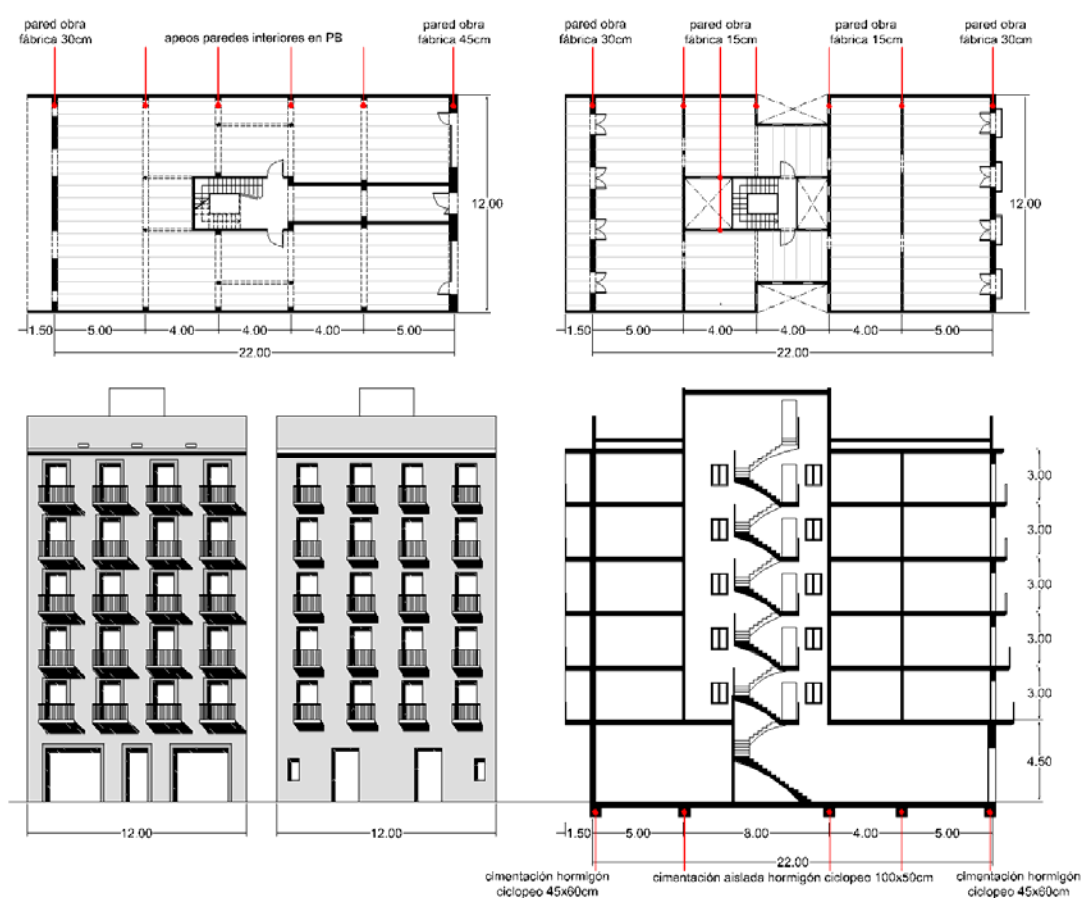
Elemento	Dimensiones		
<b>Anchura edificación</b>	12,00 m		
<b>Profundidad edificación</b>	22,00 m		
<b>Altura</b>	PB+5 (19,50m)	Planta Baja:	4,50m
		Plantas Piso:	3,00m

Tabla 4.1.n Características geométricas del modelo II.5

- *Características constructivas elementos a modelizar*

Elementos constructivos		Dimensiones	Material
Cimentaciones	Fachada principal	45x60cm	Hormigón ciclópeo
	Fachada posterior	45x60cm	
	Medianeras	45x60cm	
	Caja escalera	45x60cm	
Estructura vertical	Fachada principal	45cm (PB) – 30cm (PP)	Obra de fábrica
	Fachada posterior	30cm	
	Medianeras	30cm	
	Caja escalera	15cm	
	Caja patios	15cm	
	Pared interior pilares (PB)	15cm	
Jácenas y dinteles huecos	Apeo PB		Acero
	Dinteles grandes huecos		

**Tabla 4.1.o Características constructivas del modelo II.5**



**Figura 4.1.e Plantas, alzados y secciones del modelo II.5**

### Estado de cargas

El estado de cargas se realiza según la normativa catalana NBE-AEOR-93 para el peso propio de la estructura y el CTE-DB-SE Acciones Edificación para las demás cargas aplicables al modelo.

En la siguiente tabla se describe detalladamente la totalidad del estado de cargas considerado.

Planta piso		
<b>Peso propio</b>	-Forjado viguetas metálicas con bovedilla cerámica	2,25 kN/m <sup>2</sup>
	-Cerramientos exteriores:	
	paredes 45cm espesor	24,30 kN/ml
	paredes 30cm espesor	16,20 kN/ml
<b>Cargas permanentes</b>	-Pavimentos	0,80 kN/m <sup>2</sup>
	-Tabiques	1,00 kN/m <sup>2</sup>
<b>Sobrecargas</b>	-Uso	2,00kN/m <sup>2</sup>
	-Balcones	2,00 kN/ml

Planta cubierta		
Peso propio forjado	-Forjado viguetas metálicas con bovedilla cerámica	2,25 kN/m <sup>2</sup>
Cargas permanentes	-Acabado cubierta catalana	2,50 kN/m <sup>2</sup>
Sobrecargas	-Uso	1,00kN/m <sup>2</sup>

**Tabla 4.1.p Estado de cargas modelo II.5**

#### **4.1.1.2.3. Modelo II.7**

Modelo que corresponde al edificio del Ensanche del s.XIX de planta baja y siete plantas piso, con terraza tipo cubierta catalana.

### Características de la tipología

Las características de la tipología se describen a continuación en la siguiente tabla de doble descripción geométrica y constructiva.



- *Características geométricas volumetría edificación*

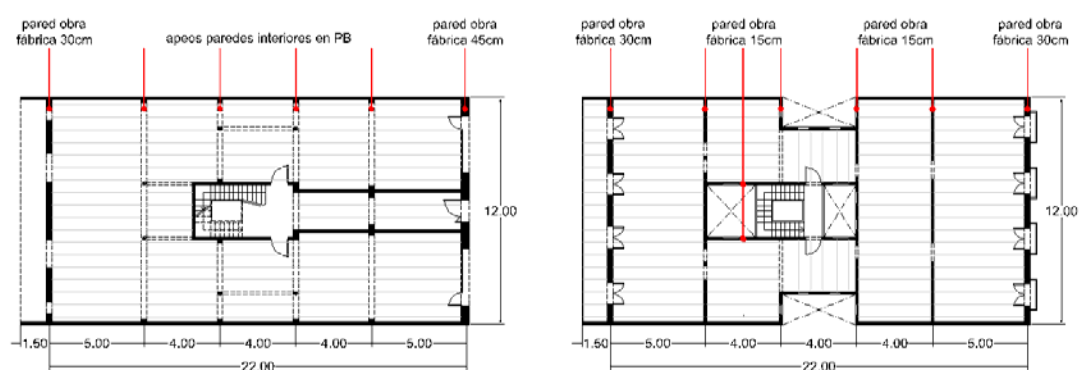
Elemento	Dimensiones		
Anchura edificación	12,00 m		
Profundidad edificación	22,00 m		
Altura	PB+5 (25,50m)	Planta Baja:	4,50m
		Plantas Piso:	3,00m

Tabla 4.1.q Características geométricas del modelo II.7

- *Características constructivas elementos a modelizar*

Elementos constructivos		Dimensiones	Material
Cimentaciones	Fachada principal	45x60cm	Hormigón ciclópeo
	Fachada posterior	45x60cm	
	Medianeras	45x60cm	
	Caja escalera	45x60cm	
Estructura vertical	Fachada principal	45cm (PB) – 30cm (PP)	Obra de fábrica
	Fachada posterior	30cm	
	Medianeras	30cm	
	Caja escalera	15cm	
	Caja patios	15cm	
	Pared interior	15cm	
Jácenas y dinteles huecos	Apeo PB		Fundición (acero)
	Dinteles grandes huecos		
			Acero

Tabla 4.1.r Características constructivas del modelo II.7



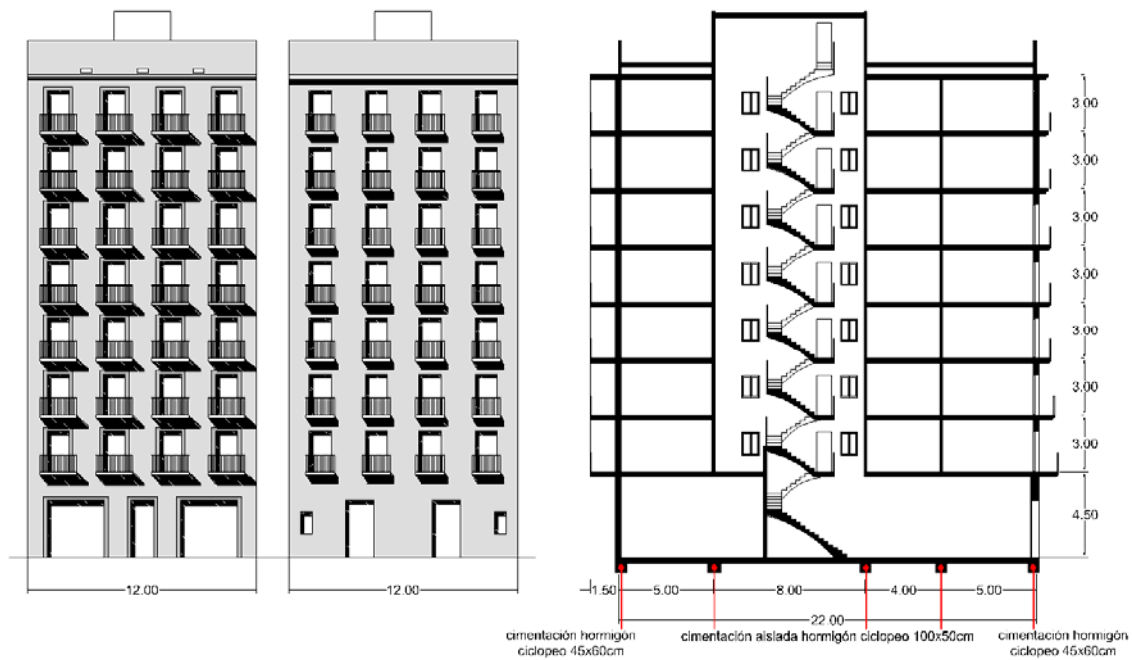


Figura 4.1.f Plantas, alzados y sección del modelo II.7

### Estado de cargas

El estado de cargas se realiza según la normativa catalana NBE-AEOR-93 para el peso propio de la estructura y el CTE-DB-SE Acciones Edificación para las demás cargas aplicables al modelo.

En la siguiente tabla se describe detalladamente la totalidad de cargas consideradas.

Planta piso		
Peso propio	-Forjado viguetas metálicas con bovedilla	2,25 kN/m <sup>2</sup>
	cerámica	
	-Cerramientos exteriores:	24,30 kN/ml
	Paredes 45cm espesor	16,20 kN/ml
	Paredes 30cm espesor	
Cargas permanentes	-Pavimentos	0,80 kN/m <sup>2</sup>
	-Tabiques	1,00 kN/m <sup>2</sup>
Sobrecargas	-Uso	2,00kN/m <sup>2</sup>
	-Balcones	2,00 kN/ml

Planta cubierta		
Peso propio forjado	-Forjado viguetas metálicas con bovedilla cerámica	2,25 kN/m <sup>2</sup>
Cargas permanentes	-Acabado cubierta catalana	2,50 kN/m <sup>2</sup>
Sobrecargas	-Uso	1,00kN/m <sup>2</sup>

Tabla 4.1.s Estado de cargas del modelo II.7

### 4.1.1.3. Arquetipo III

Las características que definen los modelos de este arquetipo, vienen determinadas como en el caso anterior según su geometría, las características constructivas de los elementos a modelizar (paredes, cimentaciones, forjados,...), de los materiales que los componen y de las cargas que someten la estructura.

En cada uno de los modelos se especifican las características propias y los estados de carga.

#### 4.1.1.3.1. Modelo III.3

Modelo que corresponde a un edificio del s.XX de planta baja y tres plantas piso, de pilares de hormigón y forjado reticular de hormigón.

#### Características de la tipología

Las características de la tipología se describen a continuación en la siguiente tabla de doble descripción geométrica y constructiva.

- *Características geométricas volumetría edificación*

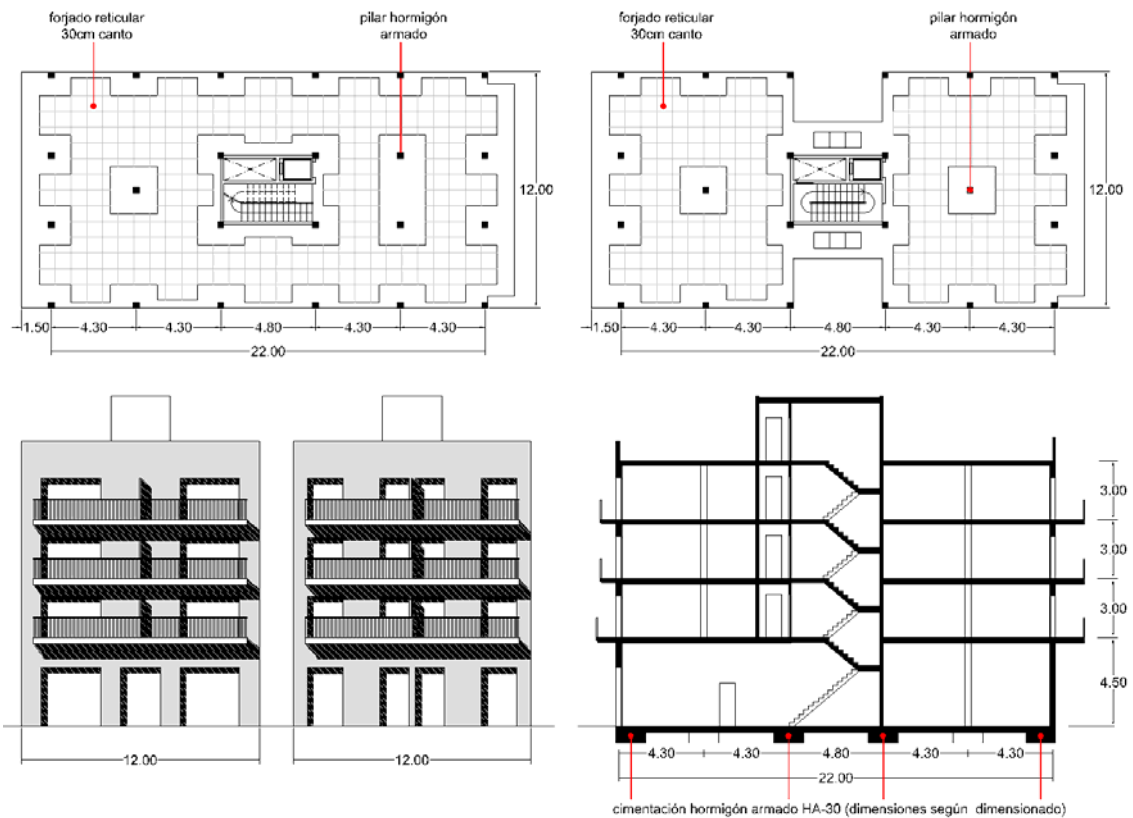
Elemento	Dimensiones	
Anchura edificación	12,00 m	
Profundidad edificación	22,00 m	
Altura	PB+3 (13,50m)	Planta Baja: 4,50m Plantas Piso: 3,00m

Tabla 4.1.t Características geométricas del modelo III.3

- *Características constructivas elementos a modelizar*

Elementos constructivos		Dimensiones	Material
Cimentaciones	Aisladas y riostras	según pilar	Hormigón HA-30
Estructura vertical	Pilares hormigón	50x50cm 30x30cm	Hormigón HA-30
Estructural horizontal	Forjado reticular	80x80cm	Hormigón HA-30

**Tabla 4.1.u Características constructivas del modelo III.3**



**Figura 4.1.g Plantas, alzados y sección del modelo III.3**

### Estado de cargas

El estado de cargas se realiza según el CTE-DB-SE Acciones Edificación tanto para el peso propio de la estructura como para las demás cargas aplicables al modelo.

En la siguiente tabla se describe detalladamente la totalidad del estado de cargas considerado.

Planta piso		
Peso propio	- Forjado reticular casetón hormigón 30cm	4,00 kN/m <sup>2</sup>
	- Cerramientos exteriores:	
	Hoja exterior + tabique	7,00 kN/ml
	Paredes 15cm espesor	6,00 kN/ml
Cargas permanentes	- Pavimentos	0,80 kN/m <sup>2</sup>
	- Tabiques	1,00 kN/m <sup>2</sup>
Sobrecargas	- Uso	2,00kN/m <sup>2</sup>
	- Balcones	2,00 kN/ml

Planta cubierta		
Peso propio forjado	- Forjado reticular casetón hormigón 30cm	4,00 kN/m <sup>2</sup>
Cargas permanentes	- Acabado cubierta plana	1,50 kN/m <sup>2</sup>
Sobrecargas	- Uso	1,00kN/m <sup>2</sup>

Tabla 4.1.v Estado de cargas del modelo III.3

#### 4.1.1.3.2. Modelo III.5

Modelo que corresponde a un edificio tipo del s.XX de planta baja y cinco plantas piso, con forjados reticulares y pilares de hormigón armado.

#### Características de la tipología

Las características de la tipología se describen a continuación en la siguiente tabla de doble descripción y constructiva.

- *Características geométricas volumetría edificación*

Elemento	Dimensiones		
Anchura edificación	12,00 m		
Profundidad edificación	22,00 m		
Altura	PB+5 (19,50m)	Planta Baja:	4,50m
		Plantas Piso:	3,00m

Tabla 4.1.w Características geométricas del modelo III.5

- *Características constructivas elementos a modelizar*

Elementos constructivos		Dimensiones	Material
Cimentaciones	Aisladas y riostras	Según pilar	Hormigón HA-30
Estructura vertical	Pilares hormigón	50x50cm 30x30cm	Hormigón HA-30
Estructura horizontal	Forjado reticular	80x80cm	Hormigón HA-30

Tabla 4.1.x Características constructivas del modelo III.5

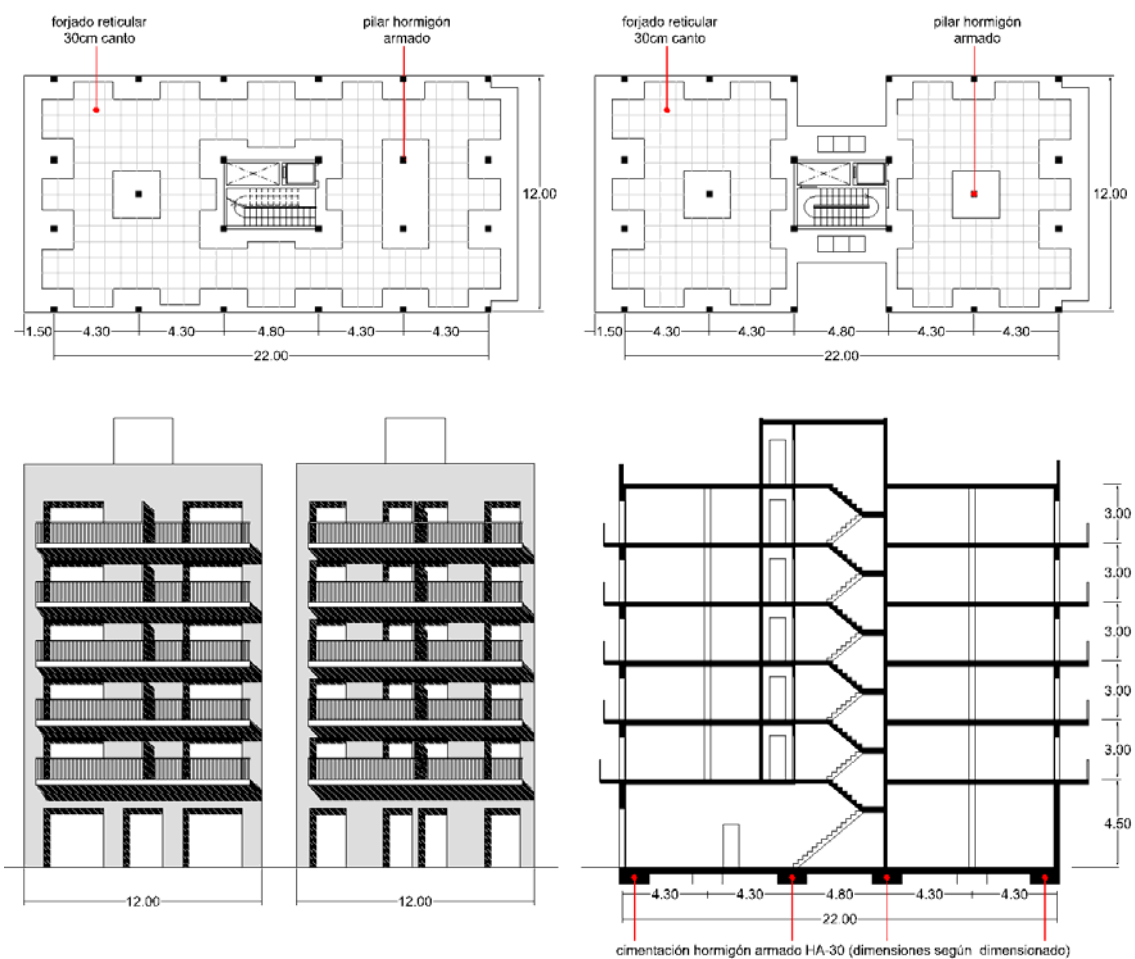


Figura 4.1.h Plantas, alzados y sección del modelo III.5

### Estado de cargas

El estado de cargas se realiza según el CTE-DB-SE Acciones Edificación tanto para el peso propio de la estructura como para las demás cargas aplicables al modelo.

En la siguiente tabla se describe detalladamente la totalidad del estado de cargas considerado.

Planta piso		
Peso propio	- forjado reticular casetón hormigón 30cm	4,00 kN/m <sup>2</sup>
	- Cerramientos exteriores:	
	Hoja exterior + tabique	7,00 kN/ml
	Paredes 15cm espesor	6,00 kN/ml
Cargas permanentes	- Pavimentos	0,80 kN/m <sup>2</sup>
	- Tabiques	1,00 kN/m <sup>2</sup>
Sobrecargas	- Uso	2,00kN/m <sup>2</sup>
	- Balcones	2,00 kN/ml

Planta cubierta		
Peso propio forjado	- Forjado reticular casetón hormigón 30cm	4,00 kN/m <sup>2</sup>
Cargas permanentes	- Acabado cubierta plana	1,50 kN/m <sup>2</sup>
Sobrecargas	- Uso	1,00kN/m <sup>2</sup>

**Tabla 4.1.y Estado de cargas del modelo III.5**

#### **4.1.1.3.3. Modelo III.7**

Modelo que corresponde a un edificio tipo del s.XX de planta baja y siete plantas piso, con forjados reticulares y pilares de hormigón armado.

#### Características de la tipología

Las características de la tipología se describen a continuación en la siguiente tabla de doble descripción geométrica y constructiva.

- *Características geométricas volumetría edificación*

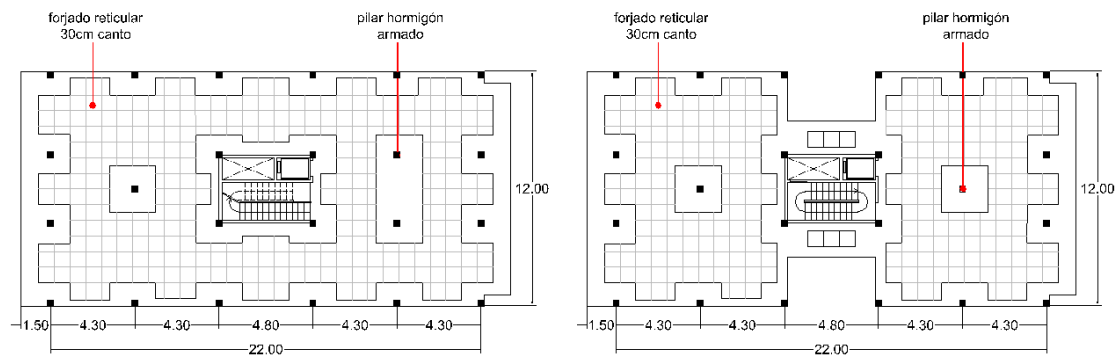
Elemento	Dimensiones		
Anchura edificación	12,00 m		
Profundidad edificación	22,00 m		
Altura	PB+7 (25,50m)	Planta Baja:	4,50m
		Plantas Piso:	3,00m

Tabla 4.1.z Características geométricas del modelo III.7

- *Características constructivas elementos a modelizar*

Elementos constructivos		Dimensiones	Material
Cimentaciones	Aisladas y riostras	según pilar	Hormigón HA-30
Estructura vertical	Pilares hormigón	50x50cm 30x30cm	Hormigón HA-30
Estructura horizontal	Forjado reticular	80x80cm	Hormigón HA-30

Tabla 4.1.aa Características constructivas del modelo III.7





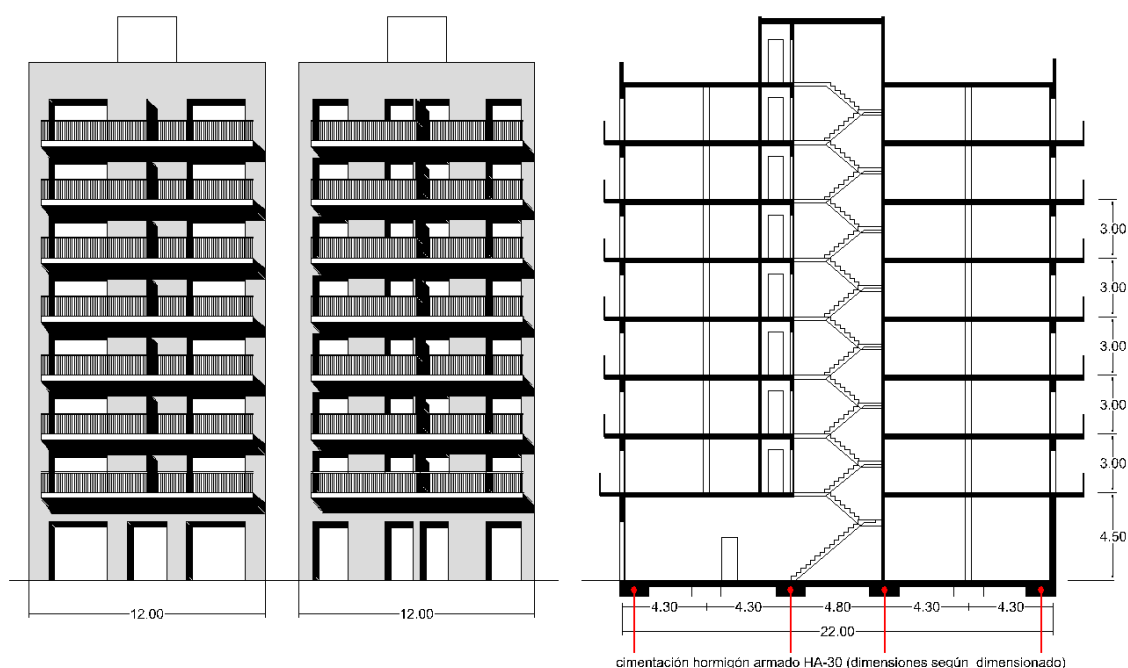


Figura 4.1.i Plantas, alzado y sección del modelo III.7

### Estado de cargas

El estado de cargas se realiza según el CTE-DB-SE Acciones Edificación tanto para el peso propio de la estructura como para las demás cargas aplicables al modelo.

En la siguiente tabla se describe detalladamente la totalidad del estado de cargas considerado.

Planta piso		
Peso propio	- Forjado reticular casetón hormigón 30cm	4,00 kN/m <sup>2</sup>
	- Cerramientos exteriores:	
	Hoja exterior + tabique paredes 5cm espesor	7,00 kN/ml 6,00 kN/ml
Cargas permanentes	- Pavimentos	0,80 kN/m <sup>2</sup>
	- Tabiques	1,00 kN/m <sup>2</sup>
Sobrecargas	- Uso	2,00kN/m <sup>2</sup>
	- Balcones	2,00 kN/ml

Planta cubierta		
Peso propio forjado	- Forjado reticular casetón hormigón 30cm	4,00 kN/m <sup>2</sup>
Cargas permanentes	- Acabado cubierta plana	1,50 kN/m <sup>2</sup>
Sobrecargas	- Uso	1,00kN/m <sup>2</sup>

**Tabla 4.1.ab Estado de cargas del modelo III.7**

#### 4.1.1.4. Arquetipo IV

Las características que definen los modelos de este arquetipo, vienen determinadas como en el caso anterior según su geometría, las características constructivas de los elementos a modelizar (paredes, cimentaciones, forjados,...), de los materiales que los componen y de la cargas que someten la estructura.

En cada uno de los modelos se especifican las características propias y los estados de carga.

##### 4.1.1.4.1. Modelo IV.3

Modelo que corresponde a un edificio del s.XXI de planta baja y tres plantas piso, de pilares metálicos y forjado de losa maciza de hormigón armado.

#### Características de la tipología

Las características de la tipología se describen a continuación en la siguiente tabla de doble descripción geométrica y constructiva.

- *Características geométricas volumetría edificación*

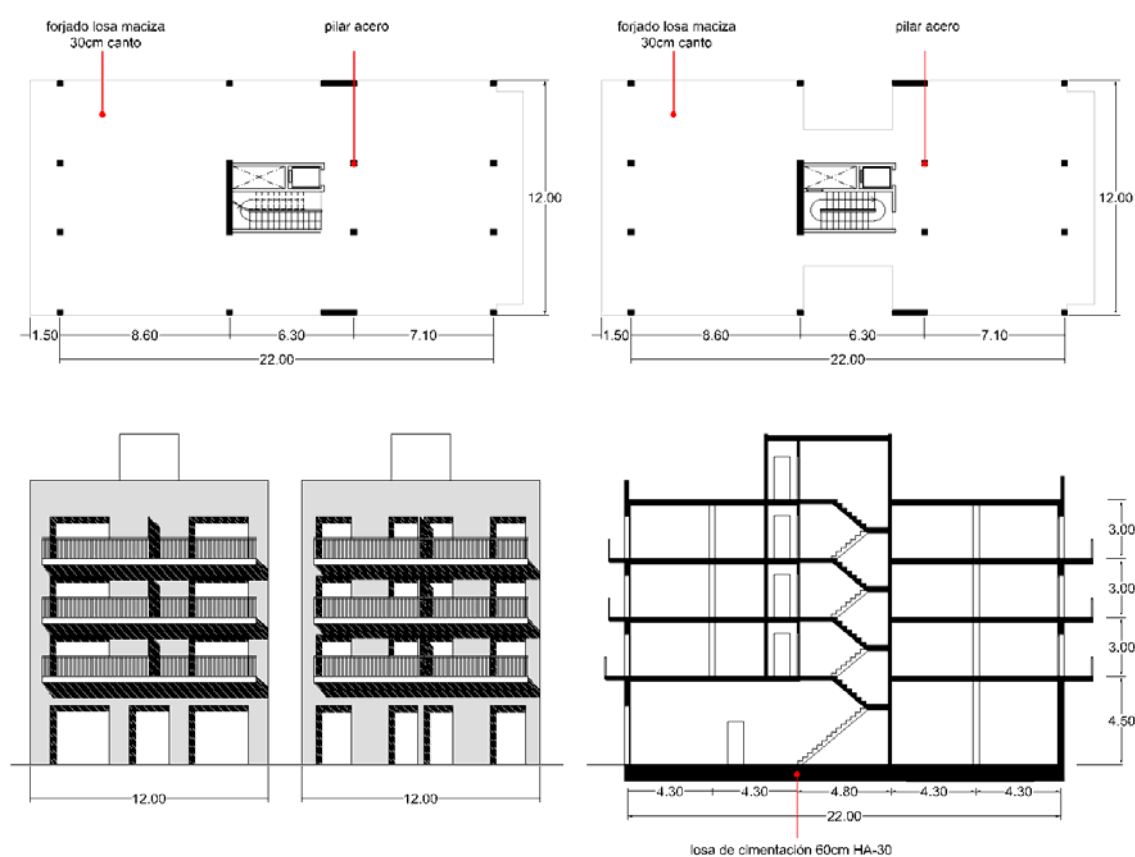
Elemento	Dimensiones		
Anchura edificación	12,00 m		
Profundidad edificación	22,00 m		
Altura	PB+3 (13,50m)	Planta Baja:	4,50m
		Plantas Piso:	3,00m

**Tabla 4.1.ac Características geométricas del modelo IV.3**

- *Características constructivas elementos a modelizar*

Elementos constructivos		Dimensiones	Material
Cimentaciones	Losa cimentación	Según pilar	Hormigón HA-30
Estructura vertical	Pilares metálicos	Serie IPN	Acero S275
Estructura horizontal	Losa maciza	30cm canto	Hormigón HA-30

**Tabla 4.1.ad Características constructivas del modelo IV.3**



**Figura 4.1.j Plantas, alzados y sección del modelo IV.3**

### Estado de cargas

El estado de cargas se realiza según el CTE-DB-SE Acciones Edificación tanto para el peso propio de la estructura como para las demás cargas aplicables al modelo.

En la siguiente tabla se describe detalladamente la totalidad de cargas considerada.

Planta piso		
Peso propio	- Forjado losa maciza 30cm canto	7,50 kN/m <sup>2</sup>
	- Cerramientos exteriores:	
	Hoja exterior + tabique	3,50 kN/ml
	Paredes 15cm espesor	2,00 kN/ml
Cargas permanentes	- Pavimentos	0,80 kN/m <sup>2</sup>
	- Tabiques	1,00 kN/m <sup>2</sup>
Sobrecargas	- Uso	2,00kN/m <sup>2</sup>
	- Balcones	2,00 kN/ml

Planta cubierta		
Peso propio forjado	- Forjado losa maciza 30cm	7,50 kN/m <sup>2</sup>
Cargas permanentes	- Acabado cubierta plana	1,50 kN/m <sup>2</sup>
Sobrecargas	- Uso	1,00kN/m <sup>2</sup>

Tabla 4.1.ae Estado de cargas del modelo IV.3

#### 4.1.1.4.2. Modelo IV.5

Modelo que corresponde a un edificio del s.XXI de planta baja y cinco plantas piso, de pilares metálicos y forjado de losa maciza de hormigón armado.

#### Características de la tipología

Las características de la tipología se describen a continuación en la siguiente tabla de doble descripción geométrica y constructiva.

- *Características geométricas volumetría edificación*

Elemento	Dimensiones		
Anchura edificación	12,00 m		
Profundidad edificación	22,00 m		
Altura	PB+3 (19,50m)	Planta Baja:	4,50m
		Plantas Piso:	3,00m

Tabla 4.1.af Características geométricas del modelo IV.5

- *Características constructivas elementos a modelizar*

Elementos constructivos		Dimensiones	Material
Cimentaciones	Losa cimentación	Según pilar	Hormigón HA-30
Estructura vertical	Pilares metálicos	Serie IPN	Acero S275
Estructura horizontal	Losa maciza	30cm canto	Hormigón HA-30

Tabla 4.1.ag Características constructivas del modelo IV.5

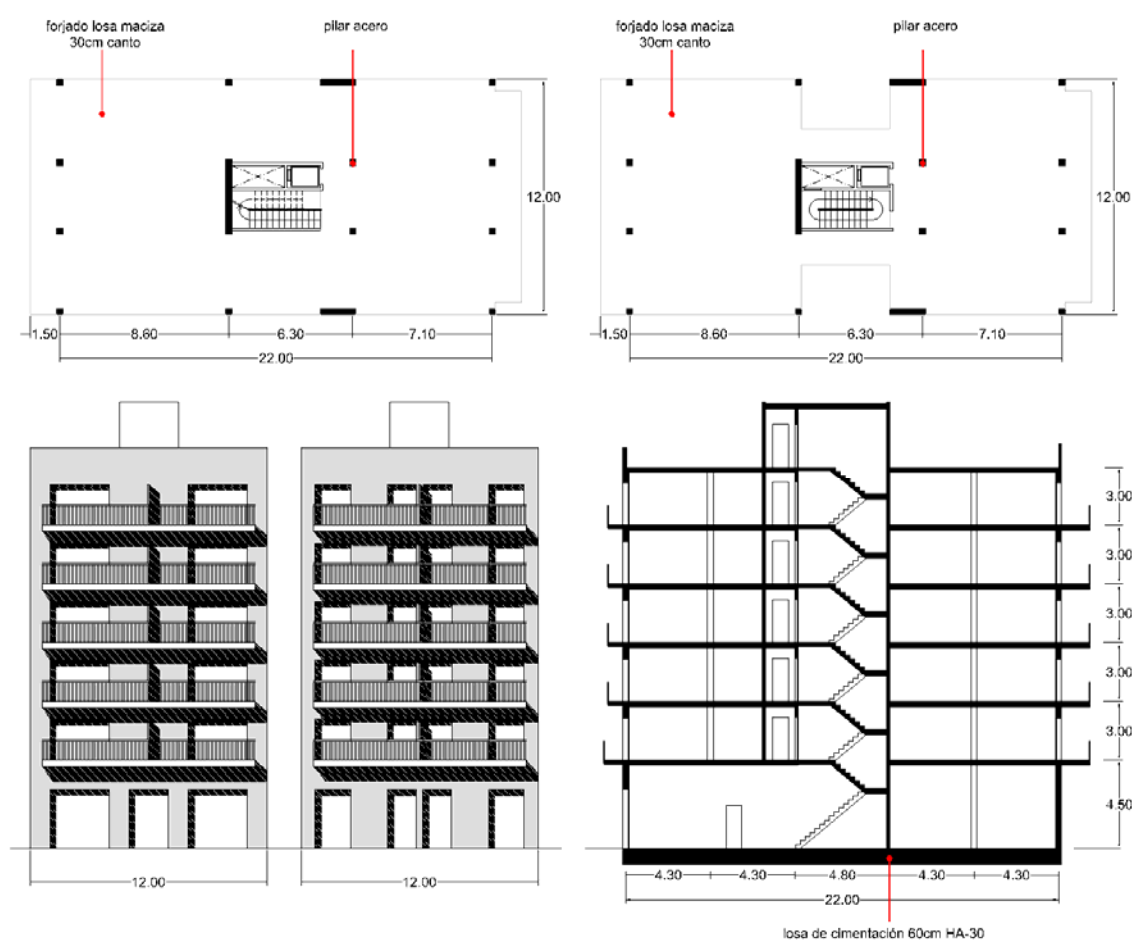


Figura 4.1.k Plantas, alzados y sección del modelo IV.5

### Estado de cargas

El estado de cargas se realiza según el CTE-DB-SE Acciones Edificación tanto para el peso propio de la estructura como para las demás cargas aplicables al modelo.

En la siguiente tabla se describe detalladamente la totalidad del estado de cargas considerado.

Planta piso		
Peso propio	- Forjado losa maciza 30cm canto	7,50 kN/m <sup>2</sup>
	- Cerramientos exteriores:	
	Hoja exterior + tabique	3,50 kN/ml
	Paredes 15cm espesor	2,00 kN/ml
Cargas permanentes	- Pavimentos	0,80 kN/m <sup>2</sup>
	- Tabiques	1,00 kN/m <sup>2</sup>
Sobrecargas	- Uso	2,00kN/m <sup>2</sup>
	- Balcones	2,00 kN/ml

Planta cubierta		
Peso propio forjado	- Forjado losa maciza 30cm	7,50 kN/m <sup>2</sup>
Cargas permanentes	- Acabado cubierta plana	1,50 kN/m <sup>2</sup>
Sobrecargas	- Uso	1,00kN/m <sup>2</sup>

**Tabla 4.1.ah Estado de cargas del modelo IV.5**

#### **4.1.1.4.3. Modelo IV.7**

Modelo que corresponde a un edificio del s.XXI de planta baja y siete plantas piso, de pilares metálicos y forjado de losa maciza de hormigón armado.

#### Características de la tipología

Las características de la tipología se describen a continuación en la siguiente tabla de doble descripción geométrica y constructiva.

- *Características geométricas volumetría edificación*

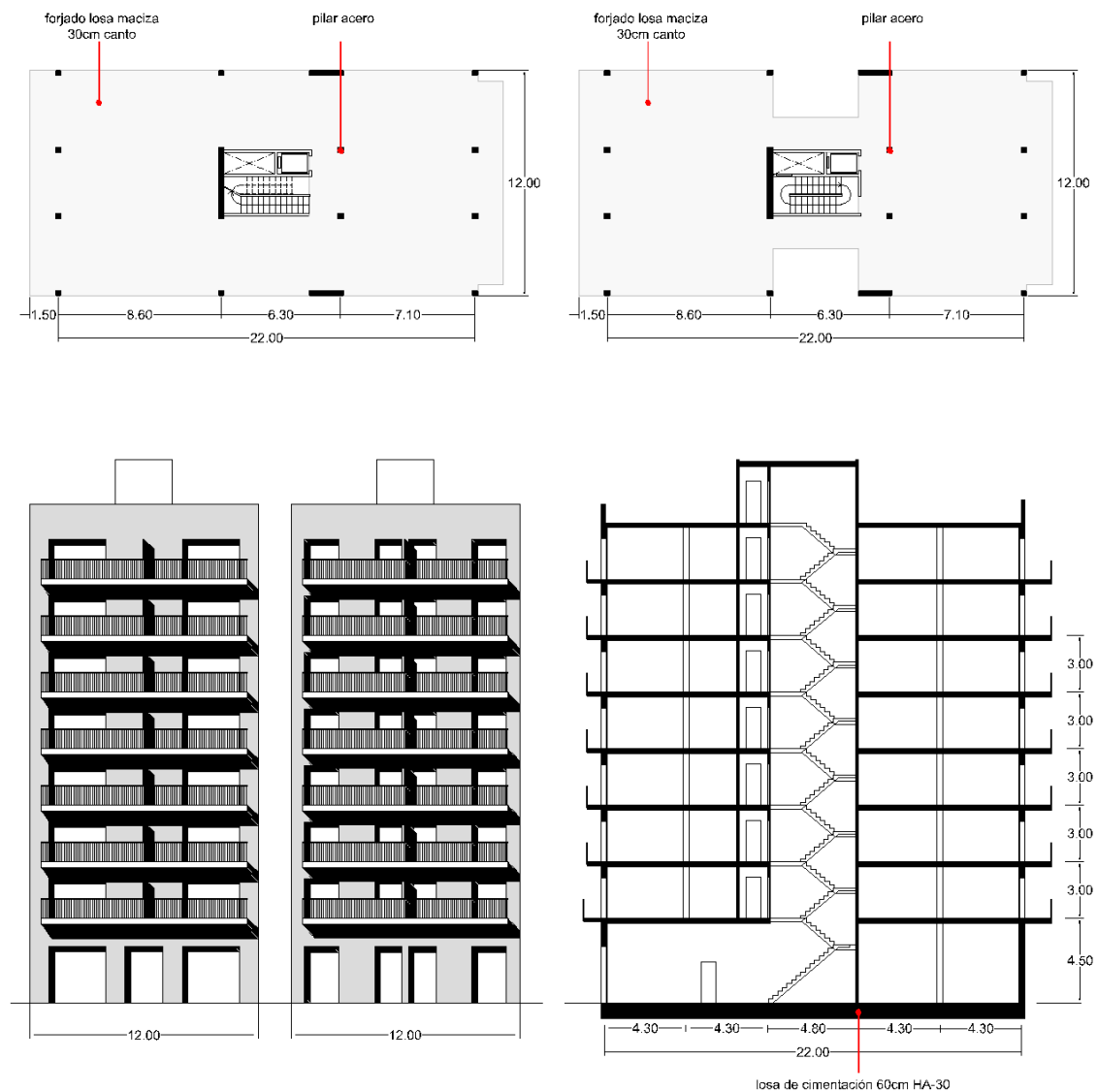
Elemento	Dimensiones		
Anchura edificación	12,00 m		
Profundidad edificación	22,00 m		
Altura	PB+3 (25,50m)	Planta Baja:	4,50m
		Plantas Piso:	3,00m

**Tabla 4.1.ai Características geométricas del modelo IV.7**

- *Características constructivas elementos a modelizar*

Elementos constructivos		Dimensiones	Material
Cimentaciones	Losa cimentación	Según pilar	Hormigón HA-30
Estructura vertical	Pilares metálicos	Serie IPN	Acero S275
Estructura horizontal	Losa maciza	30cm canto	Hormigón HA-30

**Tabla 4.1.aj Características constructivas del modelo IV.7**



**Figura 4.1.I Plantas, alzados y sección del modelo IV.7**

### Estado de cargas

El estado de cargas se realiza según el CTE-DB-SE Acciones Edificación tanto para el peso propio de la estructura como para las demás cargas aplicables al modelo.

En la siguiente tabla se describe detalladamente la totalidad de cargas consideradas.

Planta piso		
Peso propio	- Forjado losa maciza 30cm canto	7,50 kN/m <sup>2</sup>
	- Cerramiento exteriores	
	Hoja exterior + tabique	3,50 kN/ml
	Paredes 15cm espesor	2,00 kN/ml
Cargas permanentes	- Pavimentos	0,80 kN/m <sup>2</sup>
	- Tabiques	1,00 kN/m <sup>2</sup>
Sobrecargas	- Uso	2,00kN/m <sup>2</sup>
	- Balcones	2,00 kN/ml

Planta cubierta		
Peso propio forjado	- Forjado losa maciza 30cm	7,50 kN/m <sup>2</sup>
Cargas permanentes	- Acabado cubierta plana	1,50 kN/m <sup>2</sup>
Sobrecargas	- Uso	1,00kN/m <sup>2</sup>

**Tabla 4.1.ak Estado de cargas del modelo IV.7**

#### **4.1.1.5. Designación arquetipos analizados**

Hasta ahora se han descrito los cuatro arquetipos considerados primeramente, para el análisis paramétrico, así como sus características geométricas y constructivas.

El estudio se centrará en concreto, en el análisis del Arquetipo II, edificios de muros de carga de obra de fábrica cerámica, en todas sus variantes (PB+3 – PB+5 – PB+7)



	ARQUETIPO I	ARQUETIPO II	ARQUETIPO III	ARQUETIPO IV
PB+1	I.1	-	-	-
PB+3	I.3	II.3	III.3	IV.3
PB+5	I.5	II.5	III.5	IV.5
PB+7		II.7	III.7	IV.7

Tabla 4.1.aI Designación arquetipos analizados

#### 4.1.2. OBTENCIÓN DE LAS LEYES DE ASIENTOS

Analizando el comportamiento del terreno en cada una de las tipologías edificatorias que se estudian, tal y como se ha podido ver en el punto "3.4. *Deformación del terreno*", se producen asientos a nivel de las cimentaciones de los diferentes arquetipos debido a los movimientos de la pantalla ejecutada.

Este proceso tal y como se ha explicado anteriormente, se ha realizado por medio de las vigas equivalentes, siguiendo el criterio de **Potts & Addenbrooke** (1997), con las cuales se interacciona con el terreno, confiriéndole una rigidez axial y una rigidez a flexión de la tipología edificatoria a analizar, así como las cargas que se transmiten sobre el terreno. Se ha dejado deformar el modelo y se han extraído los asientos resultantes de este efecto sobre el terreno, que afectarán a los edificios que se encuentren situados encima.

Para los arquetipos que se contemplan en este estudio, se obtienen los desplazamientos verticales ( $\delta_v$ ) y horizontales ( $\delta_h$ ) de estos asientos en los puntos de apoyo de la vigas equivalentes, que variarán según el arquetipo introducido.

Así pues, de cada uno de los cuatro arquetipos, obtenemos 27 hipótesis de asientos diferentes ( $\delta_v$  y  $\delta_h$ ) según las variables introducidas, ya que éstos son diferentes en función de la altura de los arquetipos (número de plantas), de la profundidad de excavación de la pantalla adyacente y del tipo de terreno. En total se obtienen 108 hipótesis de asientos verticales y desplazamientos horizontales.

	Alturas	Terrenos	Profundidades pantalla	Total hipótesis
Arquetipo I	3	3	3	27
Arquetipo II	3	3	3	27
Arquetipo III	3	3	3	27
Arquetipo IV	3	3	3	27
				<b>108</b>

**Tabla 4.1.am Hipótesis de análisis según las variables consideradas**

Con los desplazamientos obtenidos, se pretende encontrar una pauta de deformaciones general para cada uno de los arquetipos, que permita estudiar su comportamiento frente a diferentes valores de asientos que se puedan llegar a producir en cada una de las tipologías, y ver así qué daños se producen en cada uno de los casos.

Se estudian los resultados obtenidos para cada uno de los arquetipos, para cada una de las diferentes combinaciones entre las variables iniciales, y se llega a la conclusión que los valores obtenidos para un mismo arquetipo no son muy dispares al cambiar estas variables de partida; en definitiva, que los asientos que se observan tienen un comportamiento muy similar en los diferentes tipos de terreno y profundidad de pantalla, para todas las alturas de la edificación.

Se propone pues, la creación de dos diagramas de comportamiento para cada arquetipo, uno para cada tipo de desplazamiento ( $\delta_v$  y  $\delta_h$ ), que engloben todas las variables introducidas, para poder simplificar y generalizar los resultados.

Así, estos diagramas tendrán en cuenta el número de plantas de los modelos, las diferentes profundidades de excavación de la pantalla, y el tipo de terreno donde se encuentra, en cada uno de los casos estudiados.

#### **4.1.2.1. Obtención de las leyes de desplazamientos verticales ( $\delta_v$ )**

Para poder generar un diagrama de comportamiento único de desplazamientos verticales de cada arquetipo, y que éste englobe todos los valores obtenidos, tal y como se ha comentado en el punto anterior, se estudia la relación que existe entre los desplazamientos que se producen dentro de un mismo arquetipo y poder extraer una ley de desplazamientos.

Los valores de los desplazamientos vienen pautados según las vigas equivalentes utilizadas para cada arquetipo y, por tanto, con diferente número

de puntos donde se producen estos desplazamientos, según el número de pilares considerados en cada una de las vigas.

A continuación se expone cómo se han obtenido los diagramas de los desplazamientos verticales para cada uno de los arquetipos estudiados.

#### 4.1.2.1.1. Arquetipo I

En el caso del arquetipo I, la viga equivalente que se ha utilizado en el análisis del comportamiento del terreno, dispone de 2 puntos de apoyo, pero los resultados se han obtenido como un conjunto de tres vigas equivalentes continuas representando tres casas en hilera, una detrás de otra, para conseguir una mayor anchura, debido al poco ancho del arquetipo en cuestión, y por lo tanto con 6 puntos de apoyo.

Se coge el muro P1, muro que se encuentra situado al lado de la pantalla y que, lógicamente, tiene el desplazamiento máximo, como valor de referencia y se estudia qué porcentaje respecto a este muro P1 representa cada uno de los otros muros que conforman el conjunto, para establecer una relación directa entre ellos.

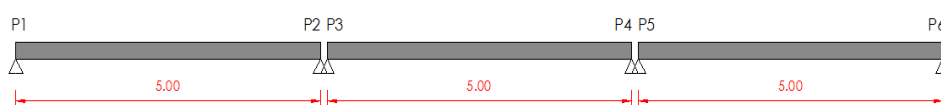


Figura 4.1.m Muros considerados en el arquetipo I

Se realiza un primer paso para la unificación, analizando las relaciones entre los muros en modelos de la misma altura. Esto se lleva a cabo mediante el promedio de los valores de los desplazamientos, donde lo que varía es el tipo de terreno y las profundidades de excavación de pantalla en construcción, obteniendo así una relación global entre los desplazamientos de los muros de los modelos de una misma altura.

A continuación se muestran los cuadros de valores obtenidos en las tres alturas (PB+1, PB+3 y PB+5) del Arquetipo I y la unificación de estos porcentajes en una de sola.

profundidad pantalla	tipo terreno	PB+1					
		P1	P2	P3	P4	P5	P6
		P1/P1	P2/P1	P3/P1	P4/P1	P5/P1	P6/P1
3m	Granular	-	-	-	-	-	-
	Cohesivo	1,000	0,321	0,320	0,056	0,044	0,032
	Mixto	1,000	0,400	0,367	0,081	0,070	-0,027
6m	Granular	1,000	0,434	0,425	0,113	0,096	0,026
	Cohesivo	1,000	0,481	0,463	0,106	0,092	0,094
	Mixto	1,000	0,534	0,501	0,149	0,126	0,054
9m	Granular	1,000	0,520	0,505	0,235	0,219	0,084
	Cohesivo	1,000	0,654	0,643	0,321	0,292	0,211
	Mixto	1,000	0,564	0,543	0,255	0,236	0,091
		1,000	0,474	0,457	0,154	0,137	0,063

**Tabla 4.1.an Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+1, Arquetipo I.**

profundidad pantalla	tipo terreno	PB+3					
		P1	P2	P3	P4	P5	P6
		P1/P1	P2/P1	P3/P1	P4/P1	P5/P1	P6/P1
3m	Granular	-	-	-	-	-	-
	Cohesivo	1,000	0,419	0,363	0,084	0,062	0,031
	Mixto	1,000	0,437	0,380	0,094	0,070	0,027
6m	Granular	1,000	0,456	0,433	0,122	0,100	0,028
	Cohesivo	1,000	0,509	0,484	0,168	0,142	0,090
	Mixto	1,000	0,512	0,478	0,170	0,133	0,051
9m	Granular	1,000	0,558	0,531	0,254	0,234	0,092
	Cohesivo	1,000	0,623	0,599	0,318	0,285	0,180
	Mixto	1,000	0,606	0,578	0,303	0,267	0,119
		1,000	0,505	0,469	0,178	0,151	0,072

**Tabla 4.1.ao Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+3, Arquetipo I**

profundidad pantalla	tipo terreno	PB+5					
		P1	P2	P3	P4	P5	P6
		P1/P1	P2/P1	P3/P1	P4/P1	P5/P1	P6/P1
3m	Granular	-	-	-	-		-
	Cohesivo	1,000	0,420	0,369	0,081	0,061	0,023
	Mixto	1,000	0,420	0,361	0,075	0,055	0,017
6m	Granular	1,000	0,516	0,480	0,161	0,146	0,025
	Cohesivo	1,000	0,509	0,479	0,184	0,144	0,074
	Mixto	1,000	0,522	0,488	0,185	0,143	0,055
9m	Granular	-	-	-	-	-	-
	Cohesivo	1,000	0,603	0,574	0,309	0,275	0,156
	Mixto	1,000	0,575	0,553	0,291	0,254	0,122
		1,000	0,508	0,470	0,185	0,156	0,070

**Tabla 4.1.ap Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+5, Arquetipo I**

Dado que las diferencias entre los tres cuadros son poco determinantes, para acabar de unificar los valores y conseguir una sola relación entre los pilares de este arquetipo, de manera que contemple todas las variables, (altura de la edificación, tipo de terreno y profundidad de pantalla), se lleva a cabo el promedio de las tres alturas, y se da por único este resultado.

Seguidamente se muestra el cuadro global con la relación entre los diferentes muros del Arquetipo I, los cuales nos sirven para hallar nuevos desplazamientos verticales con la obtención de esta ley de desplazamientos.

	P1	P2	P3	P4	P5	P6
$\delta v$	$\delta v$	0,496 $\delta v$	0,465 $\delta v$	0,172 $\delta v$	0,148 $\delta v$	0,068 $\delta v$

**Tabla 4.1.aq Relaciones porcentuales globales entre apoyos de la viga equivalente del Arquetipo I**

Conociendo las relaciones existentes entre los diferentes muros de la viga equivalente se pueden generar diferentes hipótesis de asientos partiendo de un valor máximo en el muro P1.

De esta manera se pueden considerar otros desplazamientos no obtenidos en el estudio inicial, e introducirlos en los modelos de análisis de sensibilidades,

de los arquetipos utilizados para este estudio, para ver su afectación en los edificios que se contemplan, mediante el diagrama siguiente:

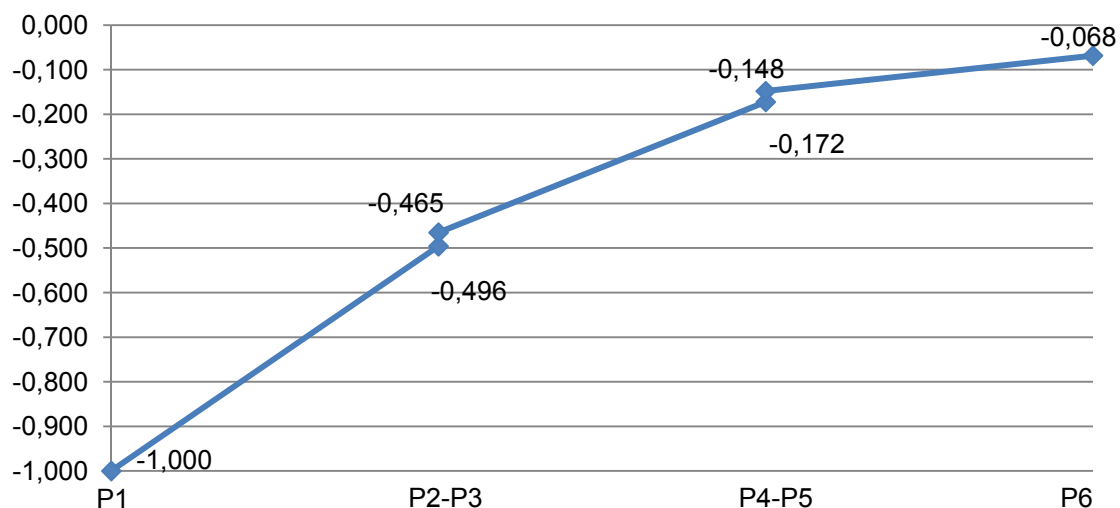


Figura 4.1.n Diagrama relación  $\delta v$  entre los muros de la viga equivalente del arquetipo I

#### 4.1.2.1.2. Arquetipo II

En el caso del arquetipo II, partimos de una viga equivalente con 6 puntos (el 1, 3, 4 y 6 son muros y el 2 y el 5 son pilares) donde se obtienen resultados de asientos.

Como en el caso del arquetipo I, se coge el muro P1 que tiene el desplazamiento máximo como valor de referencia y se estudia qué porcentaje respecto a este P1 representa cada uno de los otros apoyos.

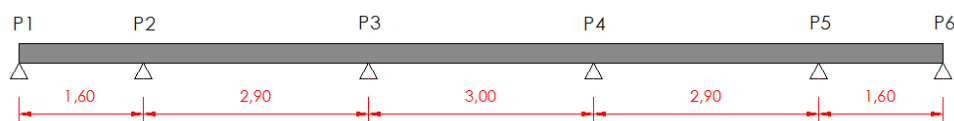


Figura 4.1.o Apoyos considerados en el arquetipo II

Para poder comprobar que estas relaciones no son erróneas y detectar si en algún momento los resultados son muy dispares, primeramente se analiza la relación con modelos de la misma altura, con diferentes tipos de terreno y diferentes profundidades de excavación de pantalla, tal y como se ha realizado en el arquetipo anterior.

profundidad pantalla	tipo terreno	PB+3					
		P1 P1/P1	P2 P2/P1	P3 P3/P1	P4 P4/P1	P5 P5/P1	P6 P6/P1
3m	Granular	1,000	0,880	0,592	0,305	0,020	-0,099
	Cohesivo	1,000	0,887	0,617	0,347	0,078	-0,034
	Mixto	1,000	0,882	0,598	0,316	0,033	-0,085
6m	Granular	1,000	0,897	0,650	0,403	0,157	0,055
	Cohesivo	1,000	0,900	0,661	0,423	0,184	0,084
	Mixto	1,000	0,893	0,635	0,378	0,121	0,013
9m	Granular	1,000	0,914	0,706	0,500	0,293	0,207
	Cohesivo	1,000	0,924	0,742	0,560	0,379	0,303
	Mixto	1,000	0,915	0,710	0,505	0,324	0,215

1,000	0,899	0,657	0,415	0,176	0,073
-------	-------	-------	-------	-------	-------

**Tabla 4.1.ar Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+3, Arquetipo II**

profundidad pantalla	tipo terreno	PB+5					
		P1 P1/P1	P2 P2/P1	P3 P3/P1	P4 P4/P1	P5 P5/P1	P6 P6/P1
3m	Granular	1,000	0,883	0,603	0,323	0,044	-0,072
	Cohesivo	1,000	0,891	0,628	0,367	0,105	-0,004
	Mixto	1,000	0,884	0,606	0,328	0,050	-0,066
6m	Granular	1,000	0,900	0,661	0,422	0,183	0,084
	Cohesivo	1,000	0,925	0,744	0,564	0,384	0,328
	Mixto	1,000	0,898	0,654	0,409	0,165	0,063
9m	Granular	1,000	0,916	0,713	0,511	0,309	0,224
	Cohesivo	1,000	0,906	0,682	0,457	0,232	0,139
	Mixto	1,000	0,917	0,719	0,520	0,322	0,239

1,000	0,902	0,668	0,433	0,199	0,104
-------	-------	-------	-------	-------	-------

**Tabla 4.1.as Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+5, Arquetipo II**

profundidad pantalla	tipo terreno	PB+7					
		P1	P2	P3	P4	P5	P6
		P1/P1	P2/P1	P3/P1	P4/P1	P5/P1	P6/P1
3m	Granular	1,000	0,885	0,608	0,332	0,057	-0,058
	Cohesivo	1,000	0,892	0,634	0,376	0,118	0,011
	Mixto	1,000	0,885	0,609	0,333	0,058	-0,057
6m	Granular	1,000	0,902	0,667	0,433	0,199	0,101
	Cohesivo	1,000	0,907	0,685	0,463	0,241	0,149
	Mixto	1,000	0,898	0,653	0,409	0,164	0,062
9m	Granular	1,000	0,918	0,720	0,522	0,324	0,242
	Cohesivo	1,000	0,925	0,744	0,564	0,383	0,308
	Mixto	1,000	0,917	0,720	0,522	0,324	0,241
		1,000	0,903	0,671	0,439	0,208	0,111

**Tabla 4.1.at Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+7, Arquetipo II**

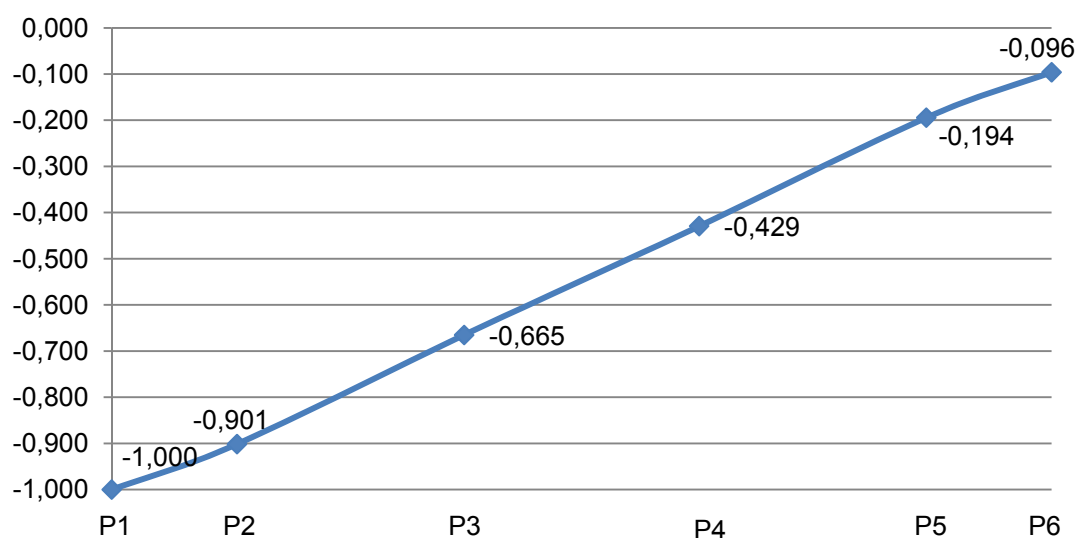
Seguidamente se muestra el cuadro global con la relación entre los diferentes muros y pilares del Arquetipo II, los cuales nos sirven para hallar nuevos desplazamientos verticales con la obtención de esta ley de desplazamientos.

	P1	P2	P3	P4	P5	P6
$\delta v$	$\delta v$	0,901 $\delta v$	0,665 $\delta v$	0,429 $\delta v$	0,194 $\delta v$	0,096 $\delta v$

**Tabla 4.1.au Relaciones porcentuales entre apoyos de la viga equivalente del Arquetipo II**

Una vez obtenidas las relaciones existentes entre los diferentes pilares de la viga equivalente, se pueden generar diferentes hipótesis de asientos, partiendo de un valor máximo en el muro P1. De esta manera se pueden considerar otros desplazamientos no obtenidos en el estudio inicial, e introducirlos en los modelos de análisis para ver su afectación en los edificios que se contemplan, mediante el diagrama siguiente:

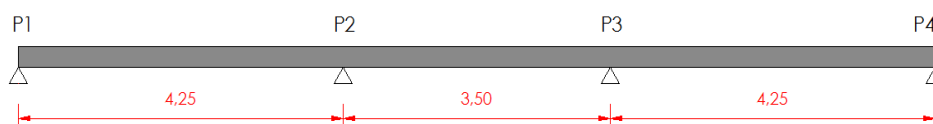




**Figura 4.1.p** Diagrama relación  $\delta v$  entre los muros y pilares de la viga equivalente del arquetipo II

#### 4.1.2.1.3. Arquetipo III

En el caso del arquetipo III, partimos de una viga equivalente con 4 puntos de apoyo, todos ellos pilares, donde se obtiene el asiento, y se busca la relación entre estos 4 pilares. Como en los otros arquetipos, se coge el pilar P1 (el cual tiene el desplazamiento máximo) como valor de referencia y se estudia qué porcentaje respecto a este P1 obtiene cada uno de los otros pilares.



**Figura 4.1.q** Apoyos considerados en el arquetipo III

Para comprobar que estas relaciones no son erróneas y detectar si en algún momento los resultados son muy dispares, primeramente se analiza la relación con modelos de la misma altura, con diferentes tipos de terreno y diferentes profundidades de excavación de pantalla, tal y como se ha realizado en el arquetipo anterior.

profundidad pantalla	tipo terreno	PB+3			
		P1 P1/P1	P2 P2/P1	P3 P3/P1	P4 P4/P1
3m	Granular	1,000	0,597	0,313	-0,088
	Cohesivo	1,000	0,620	0,352	-0,027
	Mixto	1,000	0,603	0,322	-0,074
6m	Granular	1,000	0,659	0,419	0,079
	Cohesivo	1,000	0,675	0,446	0,121
	Mixto	1,000	0,637	0,381	0,018
9m	Granular	1,000	0,717	0,517	0,235
	Cohesivo	1,000	0,747	0,569	0,317
	Mixto	1,000	0,708	0,502	0,210
		1,000	0,663	0,425	0,088

**Tabla 4.1.av Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+3, arquetipo III**

profundidad pantalla	tipo terreno	PB+5			
		P1 P1/P1	P2 P2/P1	P3 P3/P1	P4 P4/P1
3m	Granular	1,000	0,608	0,331	-0,059
	Cohesivo	1,000	0,637	0,381	0,019
	Mixto	1,000	0,613	0,340	-0,047
6m	Granular	1,000	0,671	0,439	0,111
	Cohesivo	1,000	0,686	0,465	0,151
	Mixto	1,000	0,653	0,407	0,060
9m	Granular	1,000	0,728	0,536	0,264
	Cohesivo	1,000	0,748	0,571	0,319
	Mixto	1,000	0,715	0,514	0,230
		1,000	0,673	0,443	0,116

**Tabla 4.1.aw Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+5, arquetipo III**

profundidad pantalla	tipo terreno	PB+7			
		P1 P1/P1	P2 P2/P1	P3 P3/P1	P4 P4/P1
3m	Granular	1,000	0,613	0,340	-0,046
	Cohesivo	1,000	0,643	0,391	0,034
	Mixto	1,000	0,616	0,344	-0,040
6m	Granular	1,000	0,676	0,447	0,124
	Cohesivo	1,000	0,695	0,480	0,175
	Mixto	1,000	0,655	0,411	0,066
9m	Granular	1,000	0,734	0,546	0,280
	Cohesivo	1,000	0,745	0,564	0,309
	Mixto	1,000	0,714	0,512	0,226
		1,000	0,677	0,448	0,125

**Tabla 4.1.ax Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+7, arquetipo III**

Seguidamente se muestra el cuadro global con la relación entre los diferentes pilares del Arquetipo III, los cuales nos sirven para hallar nuevos desplazamientos verticales con la obtención de esta ley de desplazamientos:

	P1	P2	P3	P4
$\delta v$	$\delta v$	0,671 $\delta v$	0,439 $\delta v$	0,110 $\delta v$

**Tabla 4.1.ay Relaciones porcentuales entre apoyos de la viga equivalente del Arquetipo III**

Una vez obtenidas las relaciones existentes entre los diferentes pilares de la viga equivalente, se pueden generar diferentes hipótesis de asientos, partiendo de un valor máximo en el pilar P1. De esta manera se pueden considerar otros desplazamientos no obtenidos en el estudio inicial, e introducirlos en los modelos de análisis para ver su afectación en los edificios que se contemplan, mediante el diagrama siguiente:

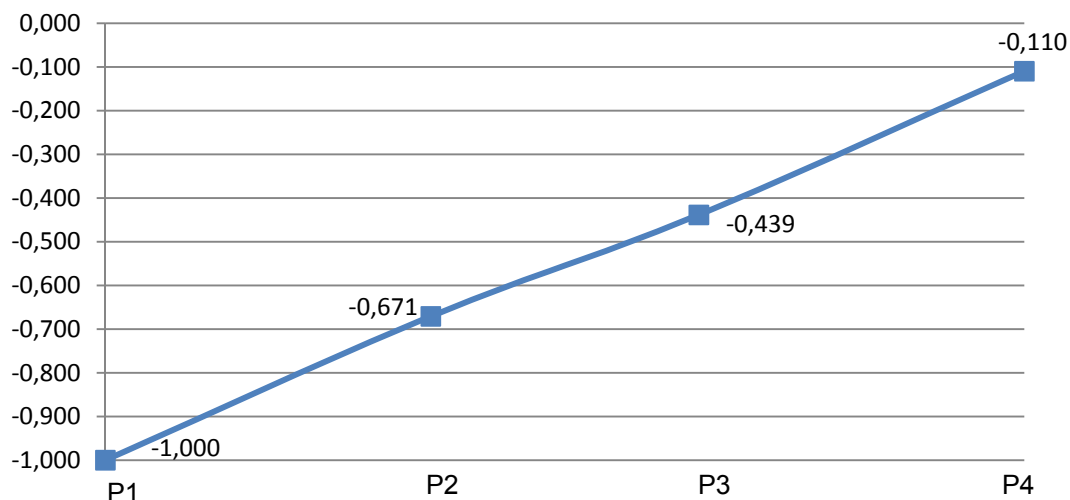


Figura 4.1.r Diagrama relación  $\delta v$  entre los pilares de la viga equivalente del arquetipo III

#### 4.1.2.1.4. Arquetipo IV

En el caso del arquetipo IV, partimos de una viga equivalente con 4 puntos de apoyo, todos ellos pilares, donde se obtiene el asiento, y se busca la relación entre estos 4 pilares. Como en los otros arquetipos, se coge el pilar P1 (el cual tiene el desplazamiento máximo) como valor de referencia y se estudia qué porcentaje respecto a este P1 obtiene cada uno de los otros pilares.

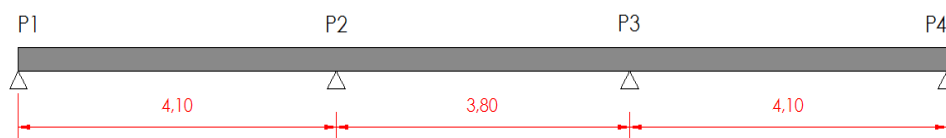


Figura 4.1.s Apoyos considerados en el arquetipo IV

Se analiza la relación con modelos de la misma altura, con diferentes tipos de terreno y diferentes profundidades de excavación de pantalla, como se ha hecho con el resto de los arquetipos.

profundidad pantalla	tipo terreno	PB+3			
		P1 P1/P1	P2 P2/P1	P3 P3/P1	P4 P4/P1
3m	Granular	1,000	0,644	0,266	-0,089
	Cohesivo	1,000	0,667	0,313	-0,019
	Mixto	1,000	0,651	0,280	-0,069
6m	Granular	1,000	0,697	0,374	0,072
	Cohesivo	1,000	0,714	0,409	0,124
	Mixto	1,000	0,682	0,343	0,025
9m	Granular	1,000	0,747	0,477	0,224
	Cohesivo	1,000	0,774	0,534	0,308
	Mixto	1,000	0,748	0,479	0,228
		1,000	0,703	0,386	0,089

**Tabla 4.1.az Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+3, arquetipo IV**

profundidad pantalla	tipo terreno	PB+5			
		P1 P1/P1	P2 P2/P1	P3 P3/P1	P4 P4/P1
3m	Granular	1,000	0,654	0,285	-0,061
	Cohesivo	1,000	0,674	0,327	0,001
	Mixto	1,000	0,658	0,294	-0,048
6m	Granular	1,000	0,707	0,396	0,104
	Cohesivo	1,000	0,721	0,423	0,144
	Mixto	1,000	0,690	0,360	0,050
9m	Granular	1,000	0,752	0,488	0,240
	Cohesivo	1,000	0,773	0,531	0,304
	Mixto	1,000	0,756	0,497	0,253
		1,000	0,710	0,400	0,110

**Tabla 4.1.ba Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+5, arquetipo IV**

profundidad pantalla	tipo terreno	PB+7			
		P1 P1/P1	P2 P2/P1	P3 P3/P1	P4 P4/P1
3m	Granular	1,000	0,658	0,294	-0,048
	Cohesivo	1,000	0,682	0,342	0,024
	Mixto	1,000	0,661	0,299	-0,041
6m	Granular	1,000	0,713	0,406	0,119
	Cohesivo	1,000	0,728	0,439	0,168
	Mixto	1,000	0,696	0,371	0,066
9m	Granular	1,000	0,757	0,499	0,256
	Cohesivo	1,000	0,773	0,531	0,304
	Mixto	1,000	0,760	0,504	0,264
		1,000	0,714	0,409	0,124

**Tabla 4.1.bb Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+7, arquetipo IV**

Seguidamente se muestra el cuadro global con la relación entre los diferentes pilares del Arquetipo IV, los cuales nos sirven para hallar nuevos desplazamientos verticales con la obtención de esta ley de desplazamientos.

	P1	P2	P3	P4
$\delta v$	$\delta v$	0,709 $\delta v$	0,398 $\delta v$	0,108 $\delta v$

**Tabla 4.1.bc Relaciones porcentuales globales entre apoyos de la viga equivalente del Arquetipo IV**

Una vez obtenidas las relaciones existentes entre los diferentes pilares de la viga equivalente, se pueden generar diferentes hipótesis de asientos, partiendo de un valor máximo en el pilar P1. De esta manera se pueden considerar otros desplazamientos no obtenidos en el estudio inicial, e introducirlos en los modelos de análisis para ver su afectación en los edificios que se contemplan, mediante el diagrama siguiente:

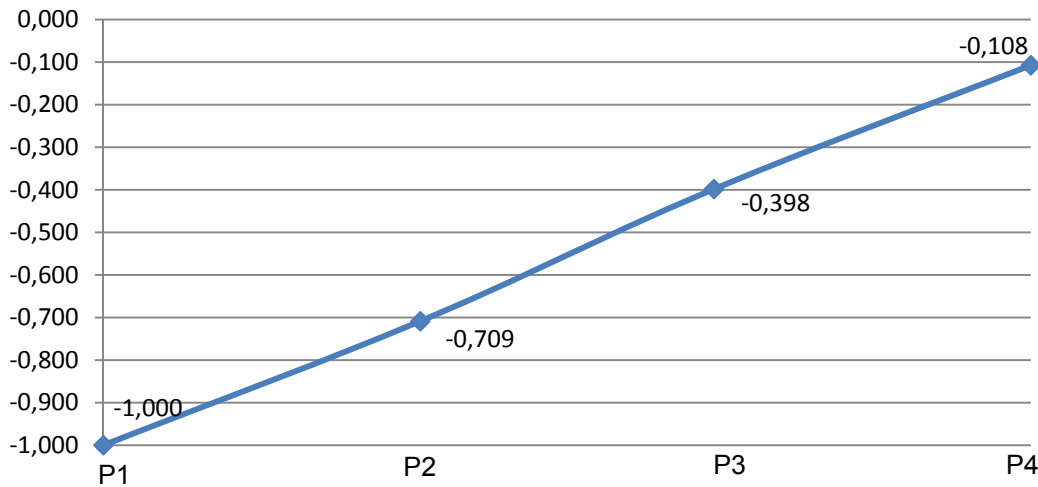


Figura 4.1.t Diagrama relación  $\delta_v$  entre los pilares de la viga equivalente del arquetipo IV

#### 4.1.2.2. Obtención de las leyes de desplazamientos horizontales ( $\delta_h$ )

Para obtener un diagrama de comportamiento como se ha realizado con los desplazamientos verticales ( $\delta_v$ ), pero en este caso para los desplazamientos horizontales ( $\delta_h$ ), se analiza la relación existente entre los desplazamientos horizontales de los distintos apoyos de la viga equivalente tal y como se ha realizado en los desplazamientos verticales.

Se tienen en cuenta también otras premisas de partida según el arquetipo, pensando en su comportamiento real y comparándolo con los resultados obtenidos.

Tal y como se ha descrito en el capítulo segundo, se considera habitualmente que la relación que existe entre los desplazamientos verticales máximos y los desplazamientos horizontales máximos de la superficie del trasdós es de  $\delta_h = \delta_v/2$ . Por tanto, en el momento de hallar la ley de desplazamientos horizontales de los arquetipos se tendrá en cuenta esta premisa, y se obtendrán en función de los desplazamientos verticales.

##### 4.1.2.2.1. Arquetipo I

En el caso del arquetipo I, el edificio que se estudia no tiene ningún tipo de elemento que vincule las cimentaciones con las paredes de carga, por lo tanto no hay ningún tipo de rigidez a nivel de cimentaciones.

Esto comporta que los dos elementos estructurales principales, las dos medianeras, donde se apoya la totalidad de la estructura horizontal de este arquetipo, se puedan mover libremente una respecto la otra.

Este estado se ve reflejado en los resultados obtenidos donde se ha podido comprobar que los desplazamientos horizontales que se producen en los muros extremos de cada una de las vigas equivalentes continuas tienen valores diferentes. Por ello se ha procedido a realizar el análisis de los resultados, tal y como se ha hecho con los desplazamientos verticales, estudiando la relación de desplazamientos entre los diferentes muros respecto el muro P1.

profundidad pantalla	tipo terreno	PB+1					
		P1 P1/P1	P2 P2/P1	P3 P3/P1	P4 P4/P1	P5 P5/P1	P6 P6/P1
3m	Granular	-	-	-	-	-	-
	Cohesivo	1,000	0,405	0,358	0,105	0,094	0,029
	Mixto	1,000	0,435	0,383	0,127	0,113	0,041
6m	Granular	1,000	0,526	0,405	0,166	0,120	0,041
	Cohesivo	1,000	0,525	0,491	0,149	0,128	0,009
	Mixto	1,000	0,569	0,534	0,213	0,191	0,060
9m	Granular	1,000	0,719	0,626	0,388	0,416	0,151
	Cohesivo	1,000	0,755	0,725	0,412	0,379	0,141
	Mixto	1,000	0,833	0,818	0,520	0,487	0,208
		1,000	0,576	0,523	0,244	0,226	0,079

**Tabla 4.1.bd Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+1, arquetipo I**



profundidad pantalla	tipo terreno	PB+3					
		P1 P1/P1	P2 P2/P1	P3 P3/P1	P4 P4/P1	P5 P5/P1	P6 P6/P1
3m	Granular	-	-	-	-	-	-
	Cohesivo	1,000	0,414	0,355	0,108	0,093	0,030
	Mixto	1,000	0,452	0,363	0,125	0,103	0,039
6m	Granular	1,000	0,564	0,390	0,165	0,103	0,046
	Cohesivo	1,000	0,559	0,510	0,203	0,172	0,051
	Mixto	1,000	0,542	0,502	0,226	0,191	0,069
9m	Granular	1,000	0,764	0,618	0,390	0,294	0,167
	Cohesivo	1,000	0,767	0,727	0,448	0,414	0,189
	Mixto	1,000	0,843	0,807	0,530	0,488	0,232
		1,000	0,593	0,515	0,257	0,217	0,095

Tabla 4.1.be Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+3, arquetipo I

profundidad pantalla	tipo terreno	PB+5					
		P1 P1/P1	P2 P2/P1	P3 P3/P1	P4 P4/P1	P5 P5/P1	P6 P6/P1
3m	Granular	-	-	-	-	-	-
	Cohesivo	1,000	0,412	0,319	0,096	0,077	0,030
	Mixto	1,000	0,439	0,278	0,096	0,069	0,025
6m	Granular	1,000	0,631	0,383	0,180	0,032	0,036
	Cohesivo	1,000	0,607	0,507	0,237	0,191	0,082
	Mixto	1,000	0,560	0,476	0,232	0,185	0,076
9m	Granular	-	-	-	-	-	-
	Cohesivo	1,000	0,754	0,694	0,435	0,397	0,214
	Mixto	1,000	0,814	0,727	0,484	0,432	0,222
		1,000	0,603	0,488	0,257	0,208	0,103

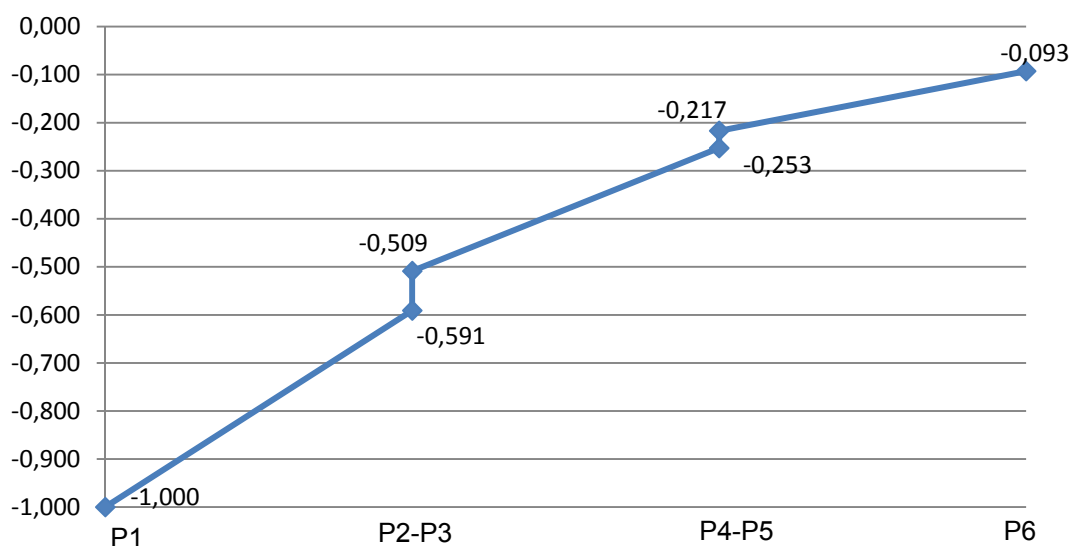
Tabla 4.1.bf Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+5, arquetipo I

Finalmente se unifican los valores obtenidos en una sola relación tal y como se ha realizado en los casos de los desplazamientos verticales. A continuación se muestra el cuadro de porcentajes resultante.

	P1	P2	P3	P4	P5	P6
$\delta_h$	$\delta_h$	$0,591 \delta_h$	$0,509 \delta_h$	$0,251 \delta_h$	$0,217 \delta_h$	$0,094 \delta_h$

**Tabla 4.1.bg Relaciones porcentuales globales entre apoyos de la viga equivalente del arquetipo I**

Una vez obtenidas las relaciones existentes entre los diferentes muros de la viga equivalente, se pueden generar diferentes hipótesis de desplazamientos, partiendo de un valor máximo en el muro P1. De esta manera se pueden considerar otros desplazamientos no obtenidos en el estudio inicial, e introducirlos en los modelos de análisis para ver su afectación en los edificios que se contempla, mediante el siguiente diagrama:



**Figura 4.1.u Diagrama relación  $\delta_h$  entre los muros de la viga equivalente del arquetipo I**

Tal y como se ha dicho se considera la relación  $\delta_h = \delta_v/2$  entre las dos componentes del asiento. Por tanto, la ley de desplazamientos horizontales corregida será la que se muestra en el cuadro siguiente:

	P1	P2	P3	P4	P5	P6
$\delta_h$	$0,500 \delta_v$	$0,295 \delta_v$	$0,255 \delta_v$	$0,125 \delta_v$	$0,108 \delta_v$	$0,047 \delta_v$

**Tabla 4.1.bh Cuadro  $\delta_h$  arquetipo II**

#### 4.1.2.2. Arquetipo II

En el caso del arquetipo II, tenemos un edificio en el cual se presenta una distribución de cimentaciones que confieren más o menos rigidez al edificio según su posición y tipología.

Se tiene en cuenta que las cimentaciones en fachadas, medianeras y núcleo vertical son continuas; y que las de los pilares de fundición y de fábrica son aisladas. En ningún caso existe ningún tipo de riostra que ligue las cimentaciones del modelo.

Esto comporta que no haya una rigidez axial a nivel de las cimentaciones de manera generalizada en la dirección que se considera en el estudio, la dirección perpendicular a la pantalla; ubicando esta rigidez únicamente en las fachadas, donde encontramos una cimentación continua que ligue en este punto todo el edificio.

Los resultados obtenidos en el estudio del comportamiento de las edificaciones frente al movimiento de las pantallas, por lo que se refiere a desplazamientos horizontales, nos marca una única rigidez axial para todo el arquetipo centrándose principalmente en la que se considera en las fachadas. Por tanto no podemos considerar este valor al resto de puntos del arquetipo.

A continuación se muestra la unificación de los valores obtenidos y cómo los mismos nos muestran una tendencia rígida en el comportamiento del arquetipo que no se ajusta a la realidad.

profundidad pantalla	tipo terreno	PB+3					
		P1 P1/P1	P2 P2/P1	P3 P3/P1	P4 P4/P1	P5 P5/P1	P6 P6/P1
3m	Granular	1,000	1,000	0,998	0,995	0,993	0,993
	Cohesivo	1,000	0,999	0,997	0,995	0,993	0,992
	Mixto	1,000	1,000	0,998	0,996	0,995	0,994
6m	Granular	1,000	1,000	0,999	0,997	0,995	0,995
	Cohesivo	1,000	1,000	0,998	0,996	0,994	0,993
	Mixto	1,000	1,000	0,998	0,997	0,996	0,995
9m	Granular	1,000	1,000	1,000	0,999	0,998	0,997
	Cohesivo	1,000	1,000	0,999	0,999	0,997	0,997
	Mixto	1,000	1,000	1,000	1,000	0,999	0,999
		1,000	1,000	0,999	0,997	0,995	0,995

Tabla 4.1.bi Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+3, arquetipo II

profundidad pantalla	tipo terreno	PB+5					
		P1	P2	P3	P4	P5	P6
		P1/P1	P2/P1	P3/P1	P4/P1	P5/P1	P6/P1
3m	Granular	1,000	1,000	0,999	0,997	0,996	0,995
	Cohesivo	1,000	1,000	0,998	0,997	0,996	0,995
	Mixto	1,000	1,000	0,999	0,998	0,997	0,997
6m	Granular	1,000	1,000	0,999	0,998	0,997	0,996
	Cohesivo	1,000	1,000	1,000	0,999	0,999	0,998
	Mixto	1,000	1,000	0,999	0,998	0,997	0,997
9m	Granular	1,000	1,000	1,000	0,999	0,999	0,998
	Cohesivo	1,000	1,000	0,999	0,998	0,997	0,996
	Mixto	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,999
		1,000	1,000	0,999	0,998	0,997	0,997

**Tabla 4.1.bj Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+5, arquetipo II**

profundidad pantalla	tipo terreno	PB+7					
		P1	P2	P3	P4	P5	P6
		P1/P1	P2/P1	P3/P1	P4/P1	P5/P1	P6/P1
3m	Granular	1,000	1,000	0,999	0,998	0,997	0,997
	Cohesivo	1,000	1,000	0,999	0,998	0,997	0,997
	Mixto	1,000	1,000	0,999	0,998	0,998	0,997
6m	Granular	1,000	1,000	0,999	0,999	0,998	0,997
	Cohesivo	1,000	1,000	0,999	0,999	0,998	0,998
	Mixto	1,000	1,000	0,999	0,999	0,998	0,998
9m	Granular	1,000	1,000	1,000	1,000	0,999	0,999
	Cohesivo	1,000	1,000	1,000	1,000	0,999	0,999
	Mixto	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,999
		1,000	1,000	0,999	0,999	0,998	0,998

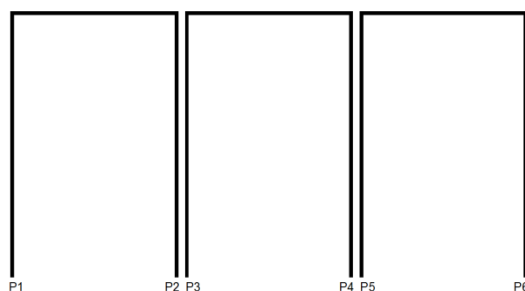
**Tabla 4.1.bk Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+7, arquetipo II**

Disponiendo de cimentaciones aisladas sin riostras, su comportamiento se puede asimilar al modelo del arquetipo I, en el cual no hay ningún tipo de rigidez considerada y cada elemento se mueve libremente. Se toma por tanto la decisión de interpretar los resultados obtenidos para este arquetipo, sólo para

el caso de las fachadas y coger para el resto de elementos un comportamiento similar al del arquetipo I.

Para asimilar el comportamiento del resto de elementos del modelo al comportamiento del arquetipo I, se estudia cómo se mueve este último según los resultados obtenidos.

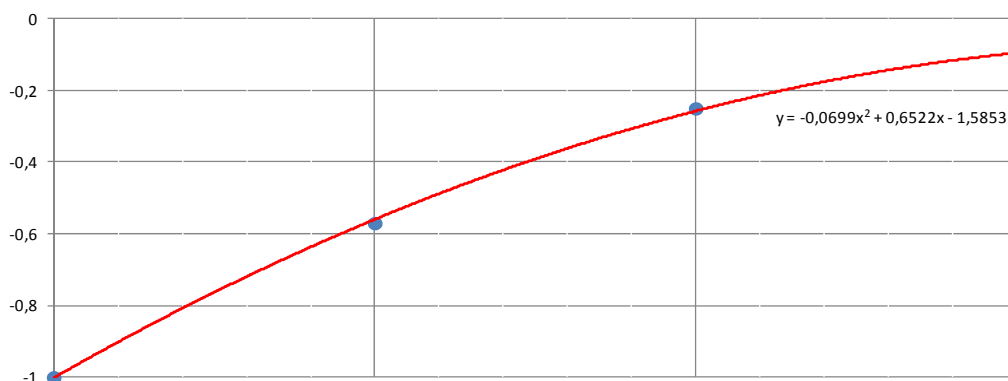
El arquetipo I tiene 5m de ancho, en lugar de los 12m que tienen el resto de arquetipos. Los resultados que obtenemos del análisis de las pantallas, son para un conjunto de 3 modelos seguidos, por lo tanto, de 15m de ancho, obteniendo así 6 puntos de aplicación de resultados.



**Figura 4.1.v Esquema muros conjunto modelos arquetipo I**

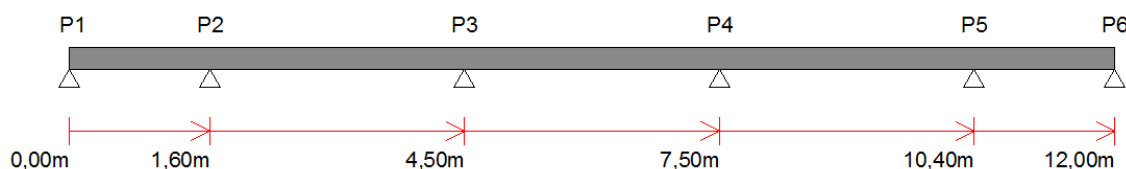
Los muro 2 y 3, están situados prácticamente en el mismo punto, correspondiendo cada uno a cada edificio, y lo mismo pasa con los puntos 4 y 5. En este caso se considera el valor medio entre ellos como valor de desplazamiento en este punto.

El gráfico que resulta de los 4 valores considerados (P1, P2-P3, P4-P5, P6), tiene una línea de tendencia de la cual se puede obtener una función concreta. Esta función nos sirve para unos valores determinados de x, valores entre 1 y 4, siendo x=1 la anchura 0 del modelo, y x=4 la anchura 15m.



**Figura 4.1.w Gráfico línea tendencia comportamiento desplazamientos arquetipo I**

Interpolando las diferentes distancias entre los apoyos del arquetipo II, según la viga equivalente que se considera y mediante la función que se obtiene según el gráfico anterior, se halla el porcentaje de desplazamiento perteneciente a cada soporte del arquetipo II, en relación al desplazamiento máximo considerado en el muro P1, punto más cercano a la pantalla lateral.



**Figura 4.1.x Distancias de los puntos de aplicación de la viga equivalente**

En el cuadro siguiente se muestra qué porcentaje de desplazamiento horizontal respecto el máximo situado en el muro P1, corresponde a cada uno de los pilares de la viga equivalente según la función descrita en el gráfico anterior.

	Posición	x	Y (% δh)
<b>P1</b>	0,00m	1,00	100
<b>P2</b>	1,60m	1,32	84
<b>P3</b>	4,50m	1,90	59
<b>P4</b>	7,50m	2,00	37
<b>P5</b>	10,40m	3,08	21
<b>P6</b>	12,00m	3,35	15

**Tabla 4.1.bl Desplazamientos horizontales respecto el punto P1**

Como se ha dicho, la relación existente entre las dos componentes es de  $\delta h = \delta v / 2$ . En el cuadro siguiente se muestra la ley de desplazamientos resultante.

	P1	P2	P3	P4	P5	P6
$\delta h$	0,500 δv	0,420 δv	0,295 δv	0,185 δv	0,105 δv	0,075 δv

**Tabla 4.1.bm Cuadro δh arquetipo II**

### 4.1.2.2.3. Arquetipo III

En el caso del arquetipo III, el edificio que se estudia tiene elementos estructurales, riostras de cimentación, que enlazan las cimentaciones de los diferentes pilares y, por lo tanto, existe una fuerte rigidez a nivel de cimentaciones.

El edificio tendrá los mismos desplazamientos horizontales en todos los puntos de sus cimentaciones. Este estado se ve reflejado en los resultados obtenidos. De todos modos se ha procedido a realizar el análisis de los resultados, tal y como se ha hecho para los desplazamientos verticales, estudiando la relación de desplazamientos entre los diferentes pilares respecto el pilar P1.

profundidad pantalla	tipo terreno	PB+3			
		P1 P1/P1	P2 P2/P1	P3 P3/P1	P4 P4/P1
3m	Granular	1,000	0,999	0,998	0,997
	Cohesivo	1,000	0,999	0,998	0,996
	Mixto	1,000	0,999	0,998	0,998
6m	Granular	1,000	0,999	0,999	0,997
	Cohesivo	1,000	0,999	0,998	0,997
	Mixto	1,000	0,999	0,998	0,998
9m	Granular	1,000	1,000	1,000	0,999
	Cohesivo	1,000	1,000	0,999	0,999
	Mixto	1,000	1,000	1,000	0,999
		1,000	0,999	0,999	0,998

Tabla 4.1.bn Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+3, arquetipo III

profundidad pantalla	tipo terreno	PB+5			
		P1 P1/P1	P2 P2/P1	P3 P3/P1	P4 P4/P1
3m	Granular	1,000	0,999	0,999	0,998
	Cohesivo	1,000	0,999	0,999	0,998
	Mixto	1,000	0,999	0,999	0,998
6m	Granular	1,000	1,000	0,999	0,998
	Cohesivo	1,000	1,000	0,999	0,998
	Mixto	1,000	1,000	0,999	0,999
9m	Granular	1,000	1,000	1,000	0,999
	Cohesivo	1,000	1,000	1,000	0,999
	Mixto	1,000	1,000	1,000	1,000
		1,000	1,000	0,999	0,999

**Tabla 4.1.bo Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+5, arquetipo III**

profundidad pantalla	tipo terreno	PB+7			
		P1 P1/P1	P2 P2/P1	P3 P3/P1	P4 P4/P1
3m	Granular	1,000	1,000	0,999	0,999
	Cohesivo	1,000	1,000	0,999	0,999
	Mixto	1,000	1,000	0,999	0,999
6m	Granular	1,000	1,000	0,999	0,999
	Cohesivo	1,000	1,000	0,999	0,999
	Mixto	1,000	1,000	0,999	0,999
9m	Granular	1,000	1,000	1,000	0,999
	Cohesivo	1,000	1,000	1,000	1,000
	Mixto	1,000	1,000	1,000	1,000
		1,000	1,000	0,999	0,999

**Tabla 4.1.bp Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+7, arquetipo III**

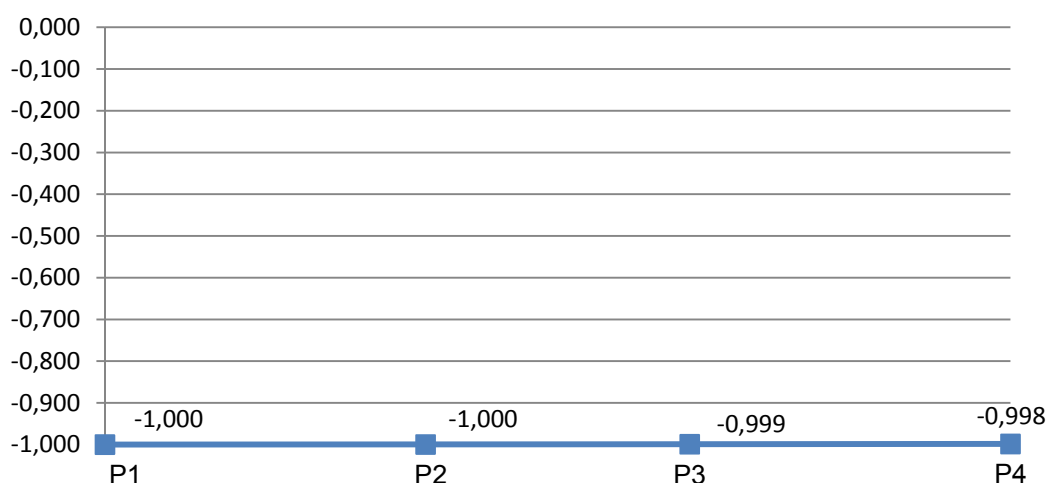
Finalmente se unifican los tres resultados de las alturas en un solo cuadro de porcentajes.



	P1	P2	P3	P4
$\delta h$	$\delta h$	$\delta h$	$\delta h$	$\delta h$

**Tabla 4.1.bq Relaciones porcentuales globales entre apoyos de la viga equivalente del arquetipo III**

Una vez obtenidas las relaciones existentes entre los diferentes pilares de la viga equivalente, se pueden generar diferentes hipótesis de desplazamiento, partiendo de un valor máximo en el pilar P1. De esta manera se pueden considerar otros desplazamientos no obtenidos en el estudio inicial, e introducirlos en los modelos de análisis para ver su afectación en los edificios que se contemplan, mediante el diagrama siguiente:



**Figura 4.1.y Gráfico línea tendencia comportamiento desplazamientos arquetipo III**

Como se ha comentado anteriormente, se considera que la relación que existe entre el  $\delta v$  y el  $\delta h$  de este arquetipo es de  $\delta h = \delta v / 2$  como en los otros arquetipos; por lo tanto, la relación de desplazamientos que se tienen en cuenta es:

	P1	P2	P3	P4
$\delta h$	$0,500 \delta v$	$0,500 \delta v$	$0,500 \delta v$	$0,500 \delta v$

**Tabla 4.1.br Cuadro  $\delta h$  arquetipo III**

#### 4.1.2.2.4. Arquetipo IV

En el caso del arquetipo IV, el edificio que se estudia, su cimentación se basa en una losa de cimentación y por tanto de un único elemento que se mueve unitariamente.

El edificio tendrá los mismos desplazamientos horizontales en todos los puntos de su cimentación; este estado se ve reflejado en los resultados obtenidos. De la misma manera que en el arquetipo III, se ha procedido a realizar el análisis de los resultados, tal y como se ha hecho con los desplazamientos verticales, estudiando la relación de desplazamientos entre los diferentes pilares respecto el pilar P1.

A continuación se muestran los cuadros de relaciones entre los pilares según las alturas de los modelos tal y como se ha realizado con el resto de arquetipos.

profundidad pantalla	tipo terreno	PB+3			
		P1 P1/P1	P2 P2/P1	P3 P3/P1	P4 P4/P1
3m	Granular	1,000	0,960	0,959	0,959
	Cohesivo	1,000	0,999	0,998	0,997
	Mixto	1,000	0,999	0,999	0,998
6m	Granular	1,000	1,000	0,999	0,998
	Cohesivo	1,000	0,999	0,999	0,998
	Mixto	1,000	1,000	0,999	0,998
9m	Granular	1,000	1,000	1,000	0,999
	Cohesivo	1,000	1,000	1,000	0,999
	Mixto	1,000	1,000	1,000	1,000
		1,000	0,995	0,995	0,994

Tabla 4.1.bs Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+3, arquetipo IV

profundidad pantalla	tipo terreno	PB+5			
		P1 P1/P1	P2 P2/P1	P3 P3/P1	P4 P4/P1
3m	Granular	1,000	1,000	0,999	0,999
	Cohesivo	1,000	1,000	0,999	0,999
	Mixto	1,000	1,000	0,999	0,999
6m	Granular	1,000	1,000	0,999	0,999
	Cohesivo	1,000	1,000	0,999	0,999
	Mixto	1,000	1,000	0,999	0,999
9m	Granular	1,000	1,000	1,000	0,999
	Cohesivo	1,000	1,000	1,000	1,000
	Mixto	1,000	1,000	1,000	1,000
		1,000	1,000	0,999	0,999

**Tabla 4.1.bt Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+5, arquetipo IV**

profundidad pantalla	tipo terreno	PB+7			
		P1 P1/P1	P2 P2/P1	P3 P3/P1	P4 P4/P1
3m	Granular	1,000	1,000	0,999	0,999
	Cohesivo	1,000	1,000	0,999	0,999
	Mixto	1,000	1,000	0,999	0,999
6m	Granular	1,000	1,000	0,999	0,999
	Cohesivo	1,000	1,000	1,000	0,999
	Mixto	1,000	1,000	0,999	0,999
9m	Granular	1,000	1,000	1,000	1,000
	Cohesivo	1,000	1,000	1,000	1,000
	Mixto	1,000	1,000	1,000	1,000
		1,000	1,000	1,000	0,999

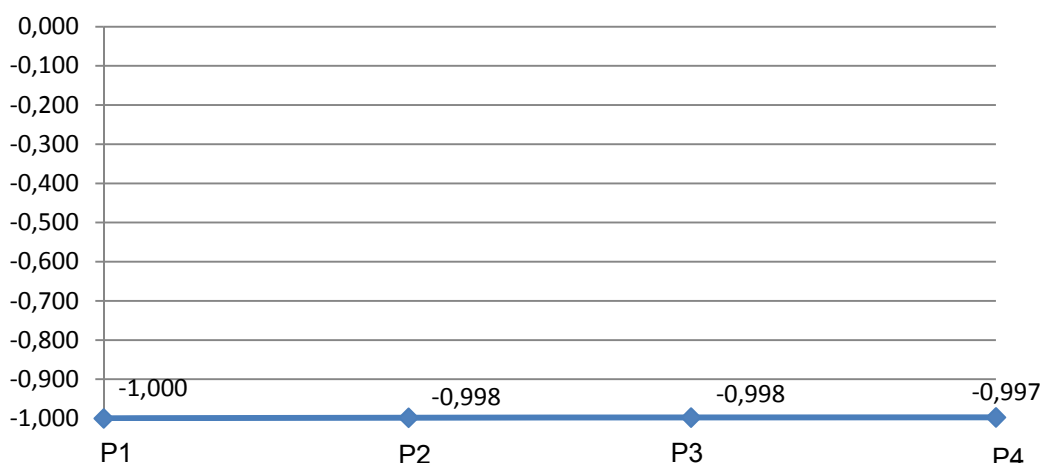
**Tabla 4.1.bu Relaciones porcentuales entre apoyos para PB+7, arquetipo IV**

Finalmente se unifican los valores obtenidos en una sola relación tal y como se ha realizado en los casos de los desplazamientos verticales y horizontales analizados anteriormente. A continuación se muestra el cuadro de porcentajes resultante.

	P1	P2	P3	P4
$\delta h$	$\delta h$	$\delta h$	$\delta h$	$\delta h$

**Tabla 4.1.bv Relaciones porcentuales globales entre apoyos de la viga equivalente del Arquetipo IV**

Una vez obtenidas las relaciones existentes entre los diferentes pilares de la viga equivalente, se pueden generar diferentes hipótesis de desplazamiento, partiendo de un valor máximo en el pilar P1. De esta manera se pueden considerar otros desplazamientos no obtenidos en el estudio inicial, e introducirlos en los modelos de análisis para ver su afectación en los edificios que se contemplan, mediante el diagrama siguiente:



**Figura 4.1.z Gráfico línea tendencia comportamiento desplazamientos arquetipo IV**

Como se ha comentado anteriormente, se considera que la relación que existe entre el  $\delta v$  y el  $\delta h$  de este arquetipo es de  $\delta h = \delta v / 2$  como en los otros arquetipos; por lo tanto, la relación de desplazamientos que se tienen en cuenta es:

	P1	P2	P3	P4
$\delta h$	$0,500 \delta v$	$0,500 \delta v$	$0,500 \delta v$	$0,500 \delta v$

**Tabla 4.1.bw Cuadro  $\delta h$  arquetipo IV**

### 4.1.2.3. Resumen de las leyes de desplazamiento

Como se ve en los siguientes gráficos, donde he agrupado las cuatro leyes de desplazamientos verticales (Figura 4.1.o) y las leyes de desplazamientos horizontales (Figura 4.1.p), el comportamiento de los diferentes arquetipos es bastante claro.

En el caso de los asientos verticales, para todos los arquetipos los diagramas son similares aunque para el arquetipo I hay una cierta diferencia, con desplazamientos mayores, debida a la menor rigidez de éste respecto los otros tipos edificatorios.

En cambio, en el caso de los desplazamientos horizontales, las diferencias son mucho más importantes. En los dos primeros arquetipos se comportan con una ley similar a los asientos (aunque con una proporción diferente), pero para las tipologías más modernas, la III y la IV, la situación es radicalmente diferente debido a la escasa influencia proporcionada por la gran rigidez axial de los cimientos de hormigón armado.

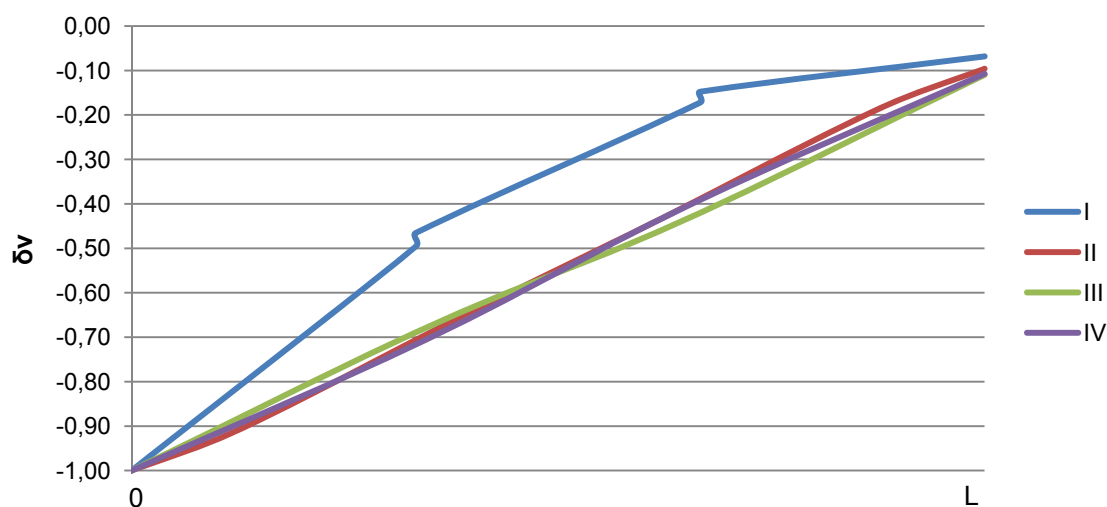


Figura 4.1.aa Gráfico resumen global de las leyes de asientos verticales.

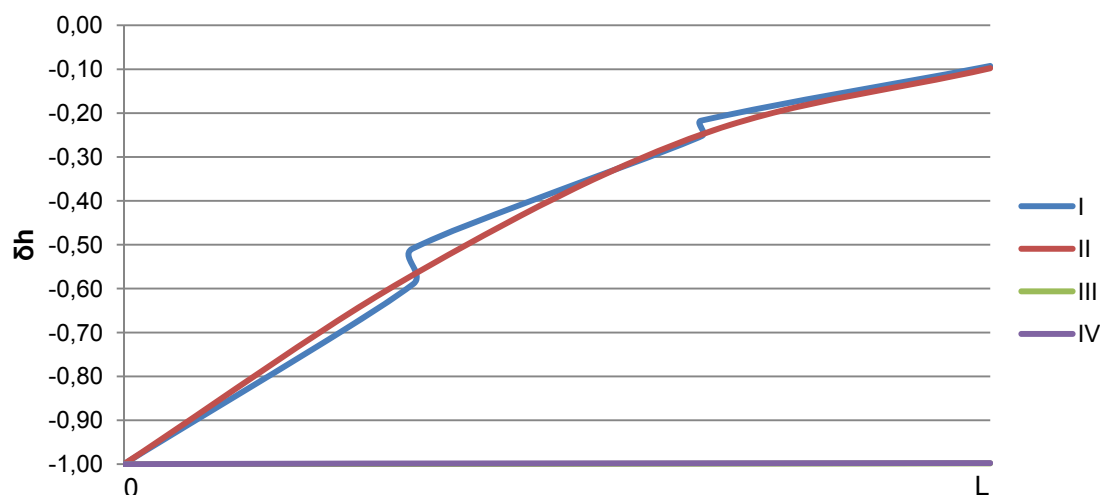


Figura 4.1.ab Gráfico resumen global de las leyes de desplazamientos horizontales

#### 4.1.3. ESCALA DE DISTORSIONES ANGULARES A ESTUDIAR

Para poder analizar la influencia de los asientos en las diferentes tipologías edificatorias que se describen en este estudio, y ver cuál sería la escala de daños que se producen en cada una de ellas para diferentes estados de asientos, se pretende plantear diferentes situaciones producidas por diversos valores de distorsiones angulares ( $\beta$ ) para ver qué efecto tienen sobre cada uno de los modelos.

Por distorsión angular ( $\beta$ ) tal y como se ha explicado en el punto "2.3. La afectación y sensibilidad del edificio", se entiende la relación entre el asiento diferencial ( $\Delta\delta_v$ ) entre dos puntos y la distancia que los separa.

La escala de distorsiones angulares que se plantea en este caso, toma como punto de partida los estudios realizados previamente, que se han descrito y analizado en la primera parte del documento "2.3. La afectación y sensibilidad del edificio" de **Burland** (1977) **Boscardin** y **Cording** (1989) entre otros, y de los cuales se puede extraer la escala de distorsiones siguiente:

Distorsión angular ( $\beta$ )							
sólido rígido	1/2000	1/1000	1/500	1/300	1/200	1/150	1/100

Tabla 4.1.bx Escala de distorsiones angulares ( $\beta$ ) propuesta

En este caso se toma como distancia la longitud del ancho del edificio (L), ya que las deformaciones, como se ha visto en las leyes de obtención de los desplazamientos, no presentan cambios de pendiente que produzcan situaciones de "hogging" o "sagging", que puedan inducir a tener distorsiones mayores en la zona interior del propio edificio.

En el caso del arquetipo I, esta longitud será de 5m y en los casos de los arquetipos II, III y IV será de 12m, según la tipología edificatoria de cada uno de éstos.

Partiendo de la base de que la distorsión angular ( $\beta$ ), como se ha dicho, es la relación entre la longitud (L) que separa los dos puntos de referencia y la diferencia de desplazamientos verticales ( $\Delta\delta_v$ ) entre ellos, (asiento diferencial) podemos extraer cuál tiene que ser este  $\Delta\delta_v$  en cada supuesto de la escala de distorsiones planteada, y poder hallar cuáles son los asientos que se tienen que producir en el terreno para que el edificio sufra los movimientos que le lleven a tener esta distorsión angular.

$\beta$	Arquetipo I	Arquetipo II-III-IV
	L=5000mm	L=12000mm
sólido rígido	0,00	0,00
L/2000	2,50	6,00
L/1000	5,00	12,00
L/500	10,00	24,00
L/300	16,67	40,00
L/200	25,00	60,00
L/150	33,33	80,00
L/100	50,00	120,00

**ATabla 4.1.by Asiento diferencial ( $\Delta\delta_v$ ) según cada distorsión angular**

Estos valores representan la distorsión angular ( $\beta$ ), pero son los asientos diferenciales que se tienen que producir entre el  $\delta_v$  del primer pilar (P1) y del último (P<sub>N</sub>) del arquetipo que se considere. En este caso, para los tipos de asientos que se producen en todos los arquetipos a analizar según lo que se ha descrito en el punto "3.4. Deformación del terreno", el diferencial viene determinado por la diferencia entre los dos pilares implicados:

$$\Delta\delta_v = \delta_{v_{P1}} - \delta_{v_{PN}}$$

#### 4.1.4. DIAGRAMAS DE DESPLAZAMIENTOS IMPUESTOS A LOS MODELOS

Como se ha visto en los puntos anteriores, hemos obtenido una ley de asientos descompuestos en dos direcciones principales ( $\delta_v$  y  $\delta_h$ ) para cada uno de los arquetipos, que como se ha comentado permite hallar diferentes valores de asientos, partiendo de un único desplazamiento vertical inicial, el cual referencia el movimiento que se produce en el punto inicial  $P_1$  de cada modelo.

Por otro lado, con la definición de la escala de valores de distorsiones angulares ( $\beta$ ) que se quiere estudiar, obtenemos el diferencial ( $\Delta\delta$ ) que se tiene que producir entre el punto inicial  $P_1$  y el punto final  $P_N$ , según el número de apoyos del modelo, teniendo siempre en cuenta que se plantea la relación entre pilares extremos.

Partiendo de las leyes de desplazamientos y del diferencial de las distorsiones entre pilares a aplicar, se pueden obtener los diagramas de desplazamientos de cada arquetipo.

Seguidamente se pasa a exponer los pasos y resultados obtenidos en cada arquetipo, tanto en vertical como en horizontal.

##### 4.1.4.1. Arquetipo I

En este arquetipo, según lo que se ha obtenido en el apartado 4.2.1, partimos de las leyes de desplazamientos verticales y horizontales siguientes:

$\delta_v$					
P1	P2	P3	P4	P5	P6
$\delta_v$	0,496 $\delta_v$	0,465 $\delta_v$	0,172 $\delta_v$	0,148 $\delta_v$	0,068 $\delta_v$

$\delta_h$					
P1	P2	P3	P4	P5	P6
0,500 $\delta_v$	0,295 $\delta_v$	0,255 $\delta_v$	0,125 $\delta_v$	0,108 $\delta_v$	0,047 $\delta_v$

Tabla 4.1.bz Leyes de desplazamientos verticales y horizontales, arquetipo I

Ambas leyes están relacionadas con los  $\delta_v$  del muro P1, a partir del cual podemos llegar a conocer los valores de los desplazamientos que se producen en el resto de pilares del modelo de viga equivalente planteado desde un inicio, tanto en su componente vertical como en su componente horizontal.



En este caso pues, según la relación que se establece entre el muro P<sub>1</sub> y el muro P<sub>6</sub>, y con el diferencial de asiento correspondiente según la distorsión angular inicial entre éstos, el desplazamiento vertical inicial vendrá dado por la relación siguiente:

$$\Delta\delta = \delta_{P1} - \delta_{P6}$$

De esta manera obtenemos los cuadros siguientes donde se muestra el valor de desplazamiento tanto vertical como horizontal ( $\delta_v$  y  $\delta_h$ ) para cada estado a analizar.

L/x	$\Delta\delta_{mm}$	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Sol.rig	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
2000	2,50	-2,6835	-1,3308	-1,2485	-0,4622	-0,3969	-0,1835
1000	5,00	-5,3671	-2,6617	-2,4969	-0,9243	-0,7938	-0,3671
500	10,00	-10,7341	-5,3234	-4,9939	-1,8487	-1,5877	-0,7341
300	16,67	-17,8902	-8,8723	-8,3231	-3,0811	-2,6461	-1,2235
200	25,00	-26,8353	-13,3085	-12,4847	-4,6217	-3,9691	-1,8353
150	33,33	-35,7803	-17,7446	-16,6463	-6,1623	-5,2922	-2,4470
100	50,00	-53,6705	-26,6169	-24,9694	-9,2434	-7,9383	-3,6705

**Tabla 4.1.ca Desplazamientos verticales ( $\delta_v$ ), arquetipo I**

L/x	$\Delta\delta_{mm}$	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Sol.rig	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
2000	2,50	-1,3418	-0,7927	-0,6827	-0,3390	-0,2910	-0,1243
1000	5,00	-2,6835	-1,5854	-1,3653	-0,6781	-0,5821	-0,2486
500	10,00	-5,3671	-3,1708	-2,7307	-1,3562	-1,1642	-0,4973
300	16,67	-8,9451	-5,2847	-4,5511	-2,2603	-1,9403	-0,8288
200	25,00	-13,4176	-7,9271	-6,8267	-3,3905	-2,9105	-1,2432
150	33,33	-17,8902	-10,5694	-9,1022	-4,5207	-3,8806	-1,6576
100	50,00	-26,8353	-15,8541	-13,6533	-6,7810	-5,8209	-2,4864

**Tabla 4.1.cb Desplazamientos horizontales ( $\delta_h$ ), arquetipo I**

Estos cuadros de valores se traducen gráficamente en los diagramas siguientes, que muestran claramente la tendencia de deformación del arquetipo:

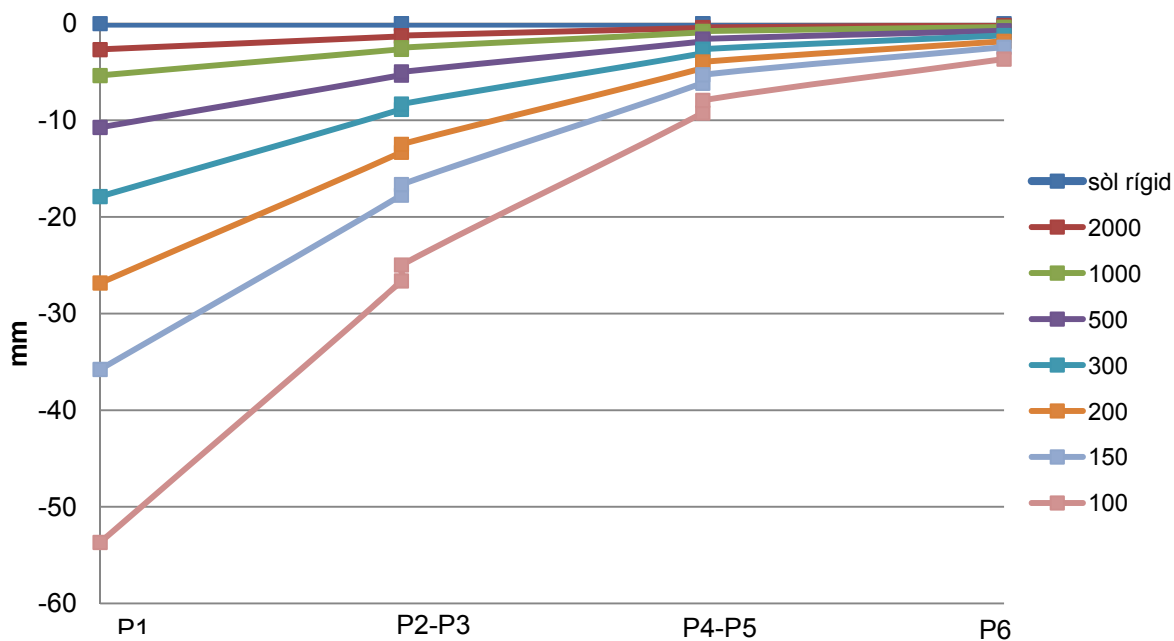


Figura 4.1.ac Diagrama desplazamientos verticales arquetipo I

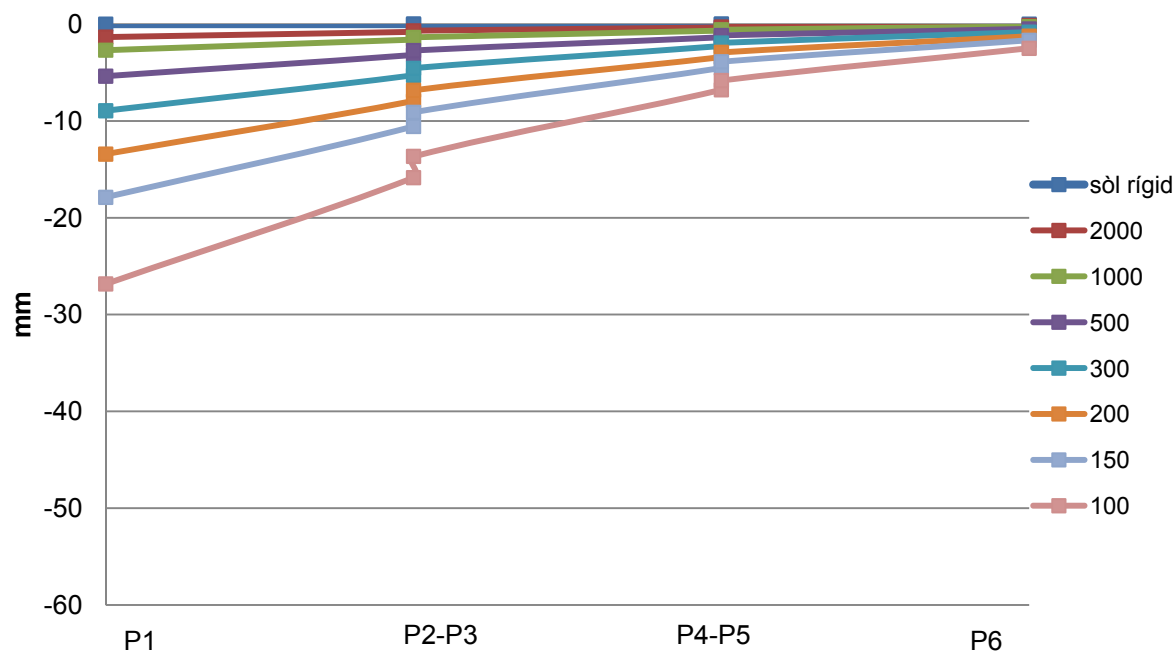


Figura 4.1.ad Diagrama desplazamientos horizontales arquetipo I

#### 4.1.4.2. Arquetipo II

En este arquetipo, según lo que se ha obtenido en el apartado 4.2.1, partimos de las leyes de desplazamientos verticales y horizontales siguientes:

$\delta v$					
P1	P2	P3	P4	P5	P6
$\delta v$	0,901 $\delta v$	0,665 $\delta v$	0,429 $\delta v$	0,194 $\delta v$	0,096 $\delta v$

$\delta h$					
P1	P2	P3	P4	P5	P6
0,500 $\delta v$	0,420 $\delta v$	0,295 $\delta v$	0,185 $\delta v$	0,105 $\delta v$	0,075 $\delta v$

**Tabla 4.1.cc Leyes de desplazamientos verticales y horizontales, arquetipo II**

Ambas leyes, como en el caso del arquetipo I, están relacionadas con el desplazamiento vertical ( $\delta v$ ) del muro P<sub>1</sub>, a partir del cual podemos llegar a conocer los valores de los desplazamientos que se producen en los demás apoyos del modelo de viga equivalente planteado desde el principio, tanto en su componente vertical como en su componente horizontal.

En este caso también tenemos 6 apoyos en la viga equivalente y según la relación que se establece entre el punto P<sub>1</sub> y el punto P<sub>6</sub>, y con el diferencial de asiento que corresponda según la distorsión angular inicial entre éstos, el desplazamiento vertical inicial vendrá dado por la relación siguiente:

$$\Delta\delta = \delta_{P1} - \delta_{P6}$$

De esta manera obtenemos los cuadros siguientes donde se muestra el valor de desplazamiento tanto vertical como horizontal ( $\delta v$  y  $\delta h$ ) para cada estado a analizar.

L/x	$\Delta\delta_{mm}$	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Sol. ríg	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2000	2,50	-6,638	-5,984	-4,416	-2,849	-1,291	-0,638
1000	5,00	-13,276	-11,968	-8,831	-5,699	-2,582	-1,276
500	10,00	-26,551	-23,936	-17,662	-11,398	-5,164	-2,551
300	16,67	-44,252	-39,893	-29,437	-18,997	-8,606	-4,252
200	25,00	-66,378	-59,839	-44,156	-28,495	-12,909	-6,378
150	33,33	-88,504	-79,786	-58,875	-37,993	-17,212	-8,504
100	50,00	-132,756	-119,679	-88,312	-56,990	-25,818	-12,756

**Tabla 4.1.cd Desplazamientos verticales ( $\delta_v$ ), arquetipo II**

L/x	$\Delta\delta_{mm}$	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Sol. ríg	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2000	2,50	-3,319	-2,839	-1,951	-1,240	-0,704	-0,505
1000	5,00	-6,638	-5,678	-3,903	-2,479	-1,407	-1,010
500	10,00	-13,276	-11,356	-7,805	-4,958	-2,815	-2,021
300	16,67	-22,126	-18,927	-13,009	-8,264	-4,691	-3,368
200	25,00	-33,189	-28,391	-19,514	-12,396	-7,037	-5,052
150	33,33	-44,252	-37,855	-26,018	-16,528	-9,382	-6,736
100	50,00	-66,378	-56,782	-39,027	-24,791	-14,073	-10,104

**Tabla 4.1.ce Desplazamientos horizontales ( $\delta_h$ ), arquetipo II**

Estos cuadros de valores se traducen gráficamente en los diagramas siguientes, que muestran claramente la tendencia de deformación del arquetipo:

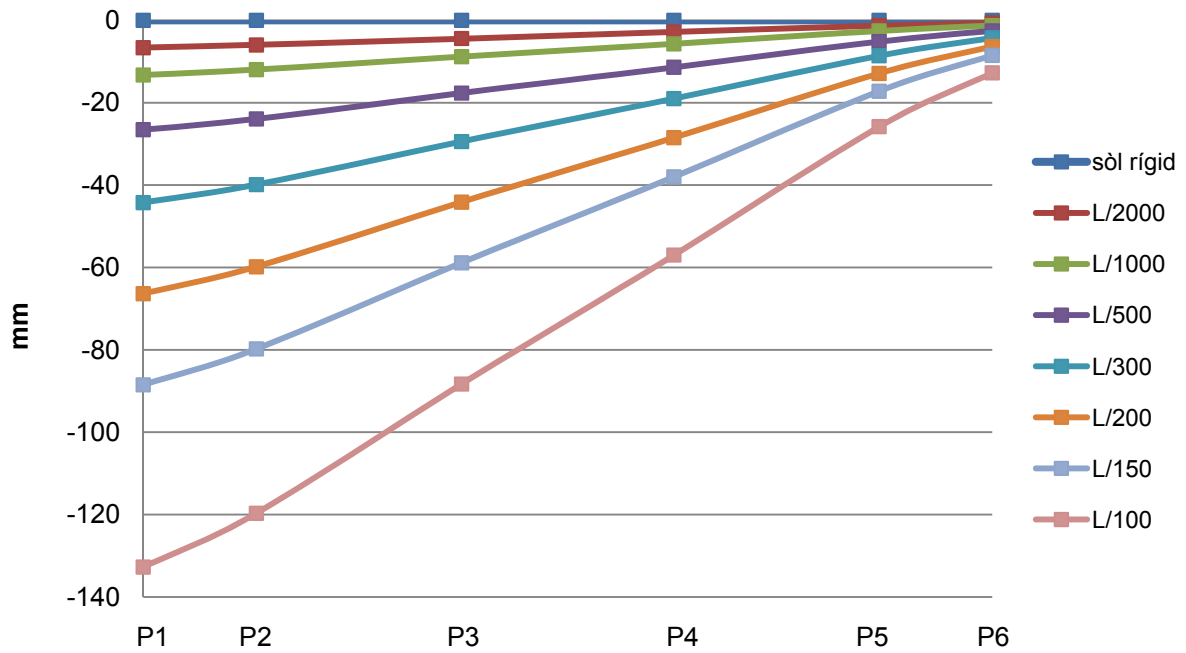


Figura 4.1.ae Diagrama desplazamientos verticales arquetipo II

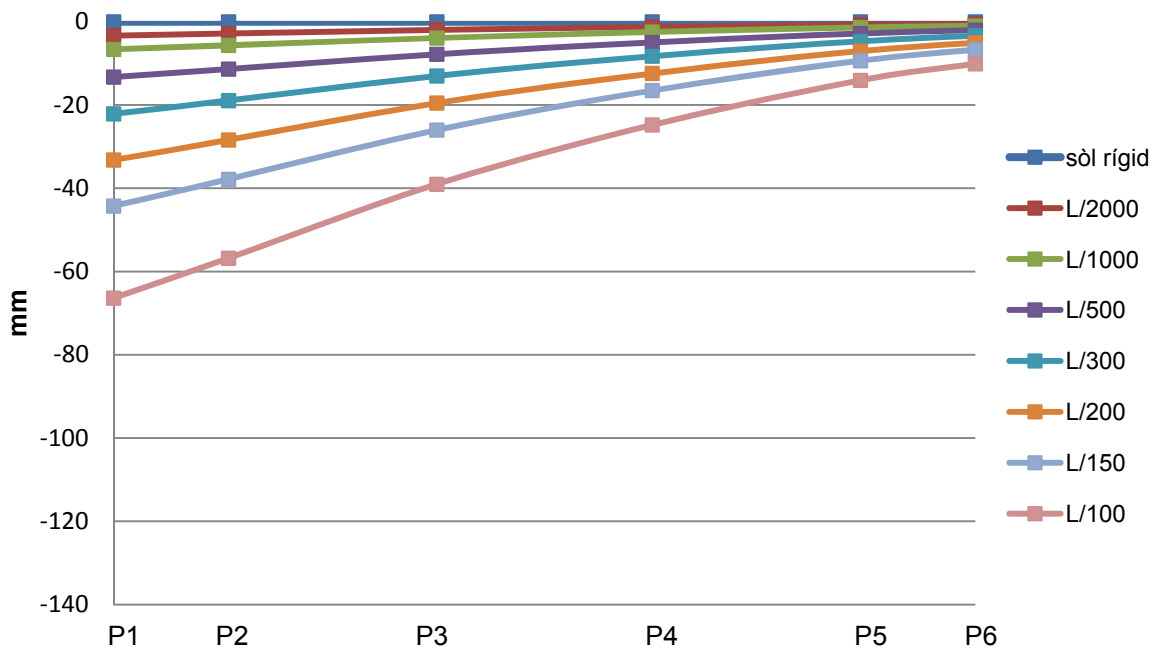


Figura 4.1.af Diagrama desplazamientos horizontales arquetipo II

#### 4.1.4.3. Arquetipo III

En este arquetipo, según lo que se ha obtenido en el apartado 4.2.1, partimos de las layes de desplazamientos verticales y horizontales siguientes:

$\delta v$			
P1	P2	P3	P4
$\delta v$	0,671 $\delta v$	0,439 $\delta v$	0,110 $\delta v$

$\delta h$			
P1	P2	P3	P4
0,500 $\delta v$	0,500 $\delta v$	0,500 $\delta v$	0,500 $\delta v$

**Tabla 4.1.cf Leyes de desplazamientos verticales y horizontales, arquetipo III**

Ambas leyes también están relacionadas con el desplazamiento vertical ( $\delta v$ ) del pilar  $P_1$ , a partir del cual podemos llegar a conocer los valores de los desplazamientos que se producen en el resto de pilares del modelo de viga equivalente planteado desde el principio, tanto en su componente vertical como en su componente horizontal.

En este caso pues, tenemos 4 pilares en la viga equivalente y según la relación que se establece entre el pilar  $P_1$  y el pilar  $P_4$ , y con el diferencial de asiento que corresponda según la distorsión angular inicial entre estos, el desplazamiento vertical vendrá dado por la relación siguiente:

$$\Delta\delta = \delta_{P1} - \delta_{P4}$$

De esta manera obtenemos los cuadros siguientes donde se muestra el valor de desplazamiento tanto vertical como horizontal ( $\delta v$  y  $\delta h$ ) para cada estado a analizar.

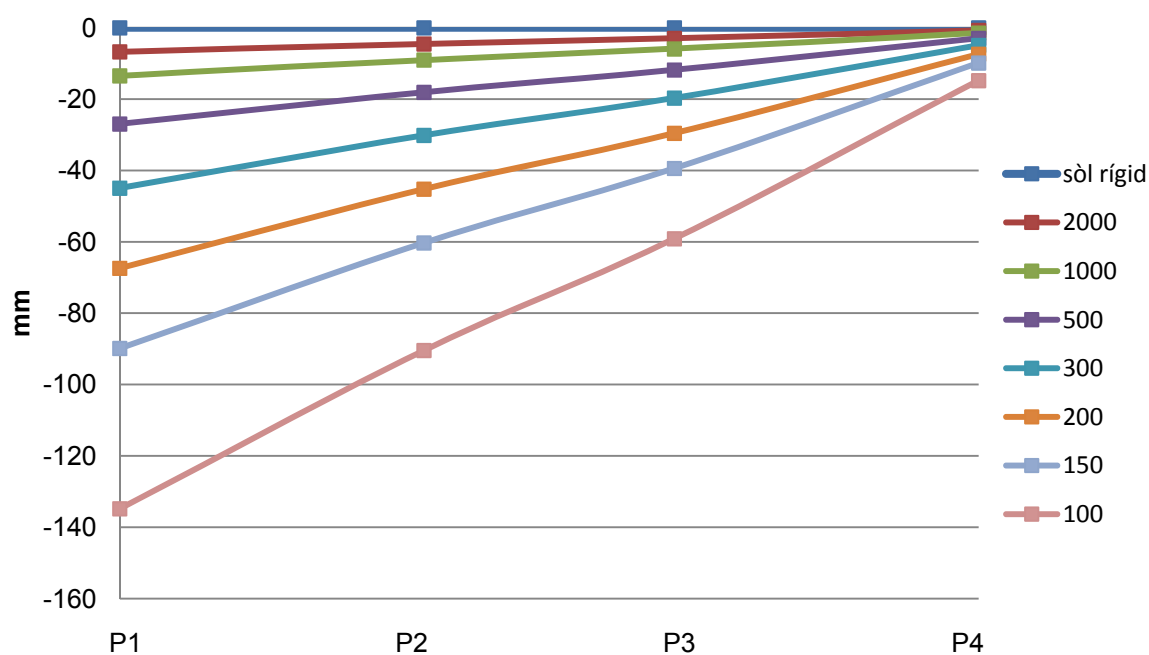
L/x	$\Delta\delta mm$	P1	P2	P3	P4
Sol.ríg	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000
2000	2,50	-6,740	-4,521	-2,956	-0,740
1000	5,00	-13,480	-9,042	-5,912	-1,480
500	10,00	-26,961	-18,085	-11,824	-2,961
300	16,67	-44,934	-30,141	-19,707	-4,934
200	25,00	-67,401	-45,211	-29,561	-7,401
150	33,33	-89,868	-60,282	-39,414	-9,868
100	50,00	-134,803	-90,423	-59,122	-14,803

**Tabla 4.1.cg Desplazamientos verticales ( $\delta v$ ), arquetipo III**

L/x	$\Delta\delta$ mm	P1	P2	P3	P4
Sol.ríg	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000
2000	2,50	-3,370	-3,370	-3,370	-3,370
1000	5,00	-6,740	-6,740	-6,740	-6,740
500	10,00	-13,480	-13,480	-13,480	-13,480
300	16,67	-22,467	-22,467	-22,467	-22,467
200	25,00	-33,701	-33,701	-33,701	-33,701
150	33,33	-44,934	-44,934	-44,934	-44,934
100	50,00	-67,401	-67,401	-67,401	-67,401

**Tabla 4.1.ch Desplazamientos horizontales ( $\delta_h$ ), arquetipo III**

Estos cuadros de valores se traducen gráficamente en los diagramas siguientes, que muestran claramente la tendencia de deformación del arquetipo.



**Figura 4.1.ag Diagrama desplazamientos verticales arquetipo III**

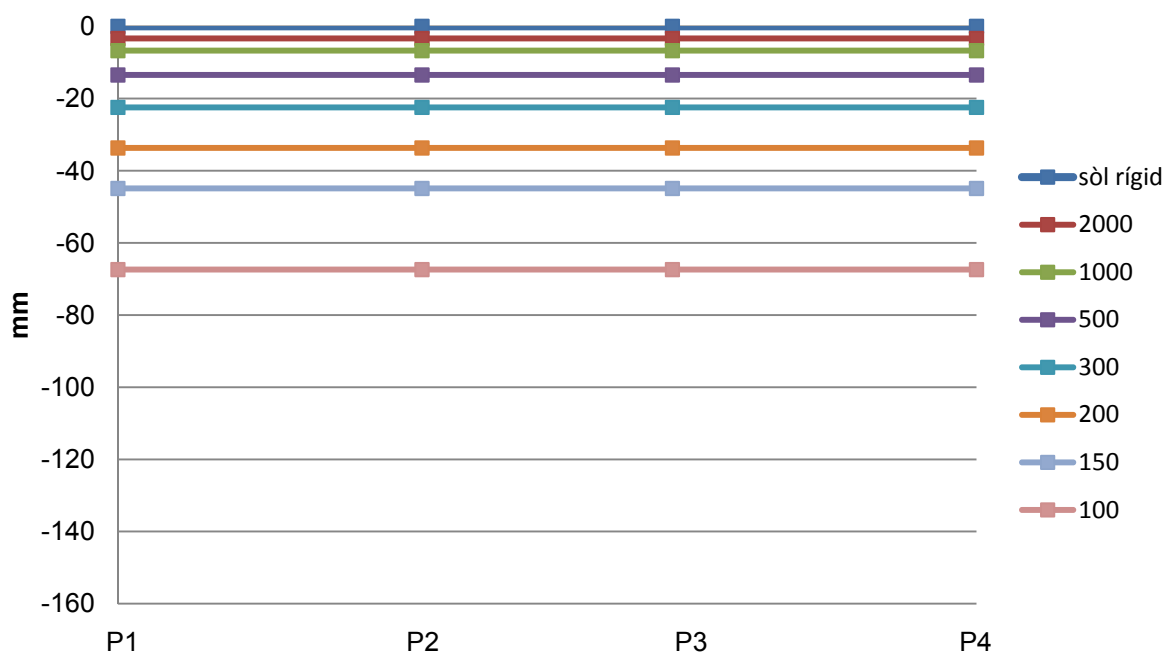


Figura 4.1.ah Diagrama desplazamientos horizontales arquetipo III

#### 4.1.4.4. Arquetipo IV

En este arquetipo, según lo que se ha obtenido en el apartado 4.2.1, partimos de las leyes de desplazamientos verticales y horizontales siguientes:

$\delta v$			
P1	P2	P3	P4
$\delta v$	$0,709 \delta v$	$0,398 \delta v$	$0,108 \delta v$

$\delta h$			
P1	P2	P3	P4
$0,500 \delta v$	$0,500 \delta v$	$0,500 \delta v$	$0,500 \delta v$

Tabla 4.1.ci Leyes de desplazamientos verticales y horizontales, arquetipo IV

Ambas leyes, también están relacionadas con el desplazamiento vertical ( $\delta v$ ) del pilar P<sub>1</sub>, a partir del cual podemos llegar a conocer los valores de los desplazamientos que se producen en el resto de pilares del modelo de viga equivalente planteado desde un principio, tanto en su componente vertical como en su componente horizontal.



En este caso pues, también tenemos 4 pilares en la viga equivalente y según la relación que se establece entre el pilar P<sub>1</sub> y el pilar P<sub>4</sub>, y con el diferencial de asiento que corresponda según la distorsión angular inicial entre éstos, el desplazamiento vertical inicial vendrá dado por la relación siguiente:

$$\Delta\delta = \delta_{P1} - \delta_{P4}$$

De esta manera obtenemos los cuadros siguientes donde se muestra el valor de desplazamiento tanto vertical como horizontal ( $\delta_v$  y  $\delta_h$ ) para cada estado a analizar.

L/x	$\Delta\delta_{mm}$	P1	P2	P3	P4
Sol.ríg	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000
2000	2,50	-6,723	-4,765	-2,678	-0,723
1000	5,00	-13,446	-9,531	-5,357	-1,446
500	10,00	-26,891	-19,061	-10,714	-2,891
300	16,67	-44,819	-31,769	-17,856	-4,819
200	25,00	-67,228	-47,653	-26,784	-7,228
150	33,33	-89,637	-63,537	-35,712	-9,637
100	50,00	-134,456	-95,306	-53,569	-14,456

**Tabla 4.1.cj Desplazamientos verticales ( $\delta_v$ ), arquetipo IV**

L/x	$\Delta\delta_{mm}$	P1	P2	P3	P4
Sol.ríg	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000
2000	2,50	-3,361	-3,361	-3,361	-3,361
1000	5,00	-6,723	-6,723	-6,723	-6,723
500	10,00	-13,446	-13,446	-13,446	-13,446
300	16,67	-22,409	-22,409	-22,409	-22,409
200	25,00	-33,614	-33,614	-33,614	-33,614
150	33,33	-44,819	-44,819	-44,819	-44,819
100	50,00	-67,228	-67,228	-67,228	-67,228

**Tabla 4.1.ck Desplazamientos horizontales ( $\delta_h$ ), arquetipo IV**

Estos cuadros de valores se traducen gráficamente en los diagramas siguientes, que muestran claramente la tendencia de deformación del arquetipo.

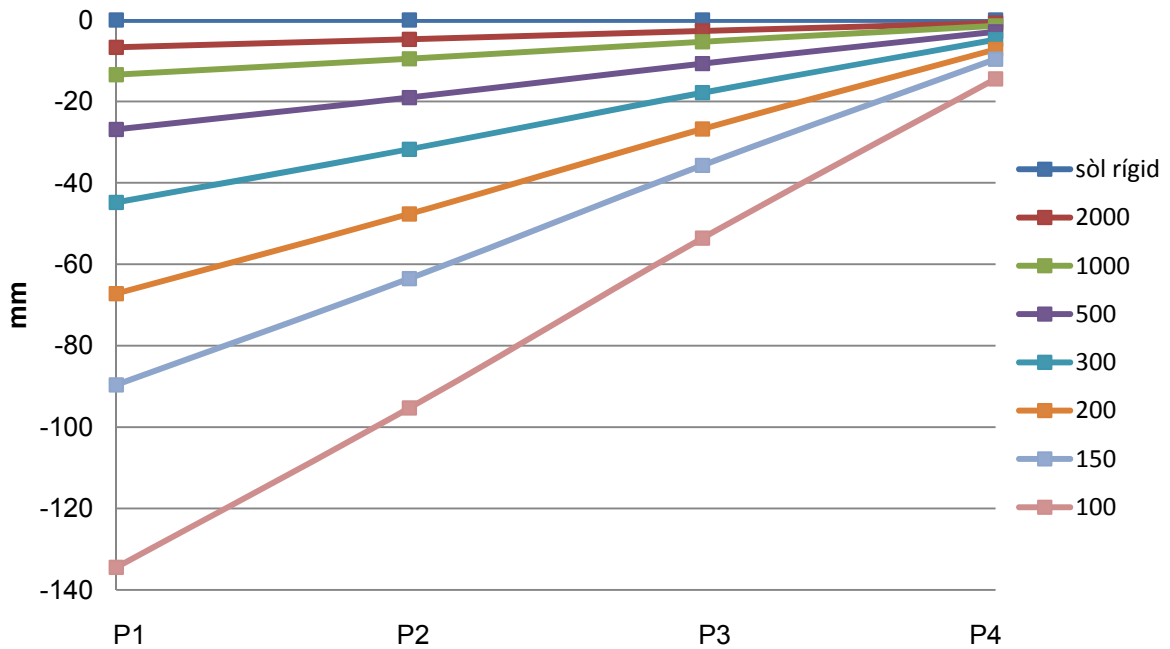


Figura 4.1.ai Diagrama desplazamientos verticales arquetipo IV

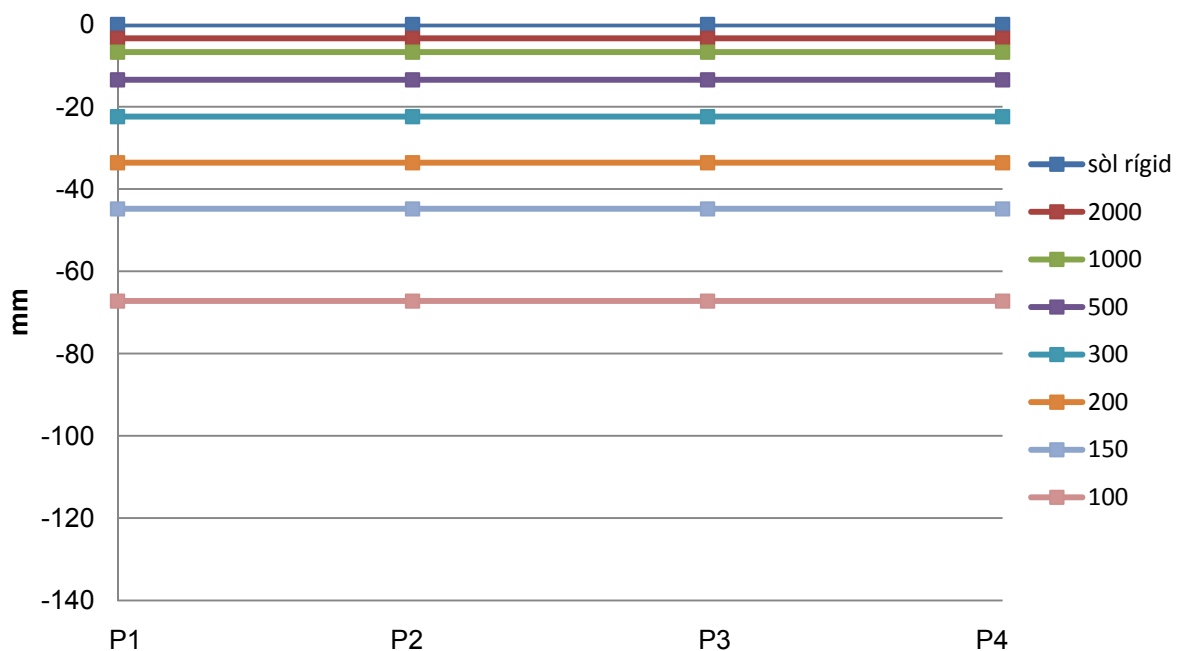


Figura 4.1.aj Diagrama desplazamientos horizontales arquetipo IV

#### 4.1.4.5. Resumen

Llegados a este punto donde se ha aplicado las distorsiones propuestas en el modelo II.3 del arquetipo II por ser el que más se asemeja al tipo de edificio analizado en estudios anteriores, y en consecuencia los desplazamientos impuestos correspondientes, se lleva el estudio más allá, y se analiza el comportamiento de los edificios aplicando las mismas distorsiones angulares, pero con diferente relación entre los desplazamientos verticales y los desplazamientos horizontales, relación  $\delta v = 2 \cdot \delta h$ , hasta el momento. Así pues se aplican relaciones  $\delta v = \delta h$ , para todos los casos;  $\delta v = 0,5 \cdot \delta h$ , para distorsiones pequeñas (1/2000 – 1/1000...), y  $\delta v = 10 \cdot \delta h$ , para distorsiones elevadas (1/150 – 1/200...).

El gráfico siguiente muestra los resultados obtenidos, marcando en rojo las distorsiones que provocan daño al modelo analizado; y en azul por el contrario las que no provocan daños.

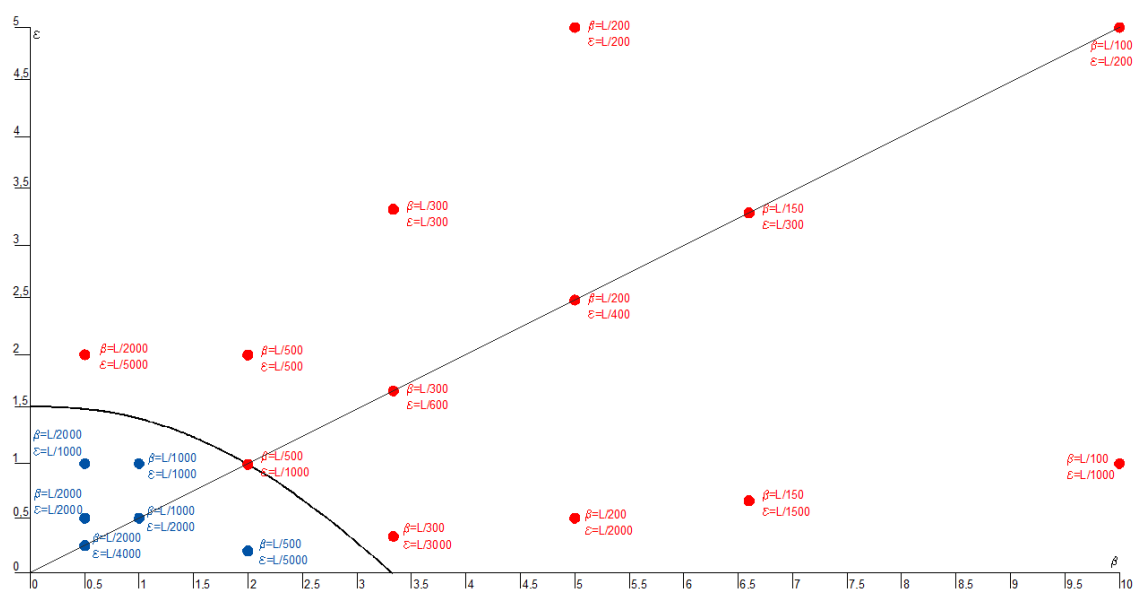


Figura 4.1.ak Diagrama desplazamientos horizontales arquetipo IV

Se ve la imprecisión que generan las distorsiones pequeñas donde se deben buscar relaciones  $\delta v - \delta h$ , con desplazamientos horizontales más elevados que los desplazamientos verticales para poder llegar a modelos que sufran daño.

En este punto se plantea hacer el mismo análisis, esta vez comprobando los gráficos propuestos por los autores, desarrollado en el punto “4.2.6 Comprobación gráficos sensibilidad”, aunque en el caso de esta tesis se generan los gráficos particulares de cada modelo según su geometría, como se expone en el siguiente punto.

#### 4.1.5. GENERACIÓN DE LOS GRÁFICOS PARTICULARES

A partir de las premisas expuestas en los apartados anteriores, se han modificado las variables de geometría, los parámetros del material, para obtener los gráficos de daño particulares, para cada uno de los arquetipos contemplados.

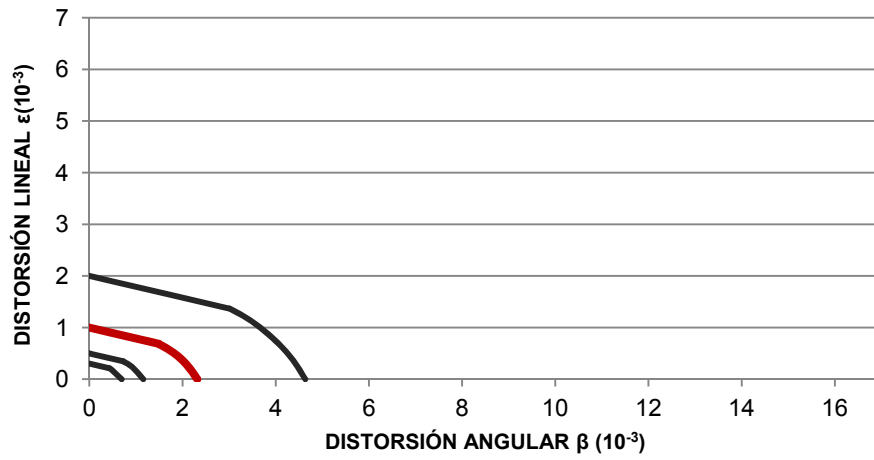
En la tabla siguiente se resumen los datos utilizados para la generación de los gráficos en cada uno de los arquetipos:

Arquetipo	L (m)	H (m)	L/H	□	E/G	$\epsilon_{lim(2-3)}$
I.1	5	7,5	0,67	0,30	2,6	$1,05 \cdot 10^{-3}$
I.3		13,5	0,37			
I.5		19,5	0,25			
II.3	12	13,5	0,89	0,30	2,6	$1,50 \cdot 10^{-3}$
II.5		19,5	0,61			
II.7		25,5	0,47			
III.3	12	13,5	0,89	0,20	2,4	$1,90 \cdot 10^{-3}$
III.5		19,5	0,61			
III.7		25,5	0,47			
IV.3	12	13,5	0,89	0,20	2,4	$3,10 \cdot 10^{-3}$
IV.5		19,5	0,61			
IV.7		25,5	0,47			

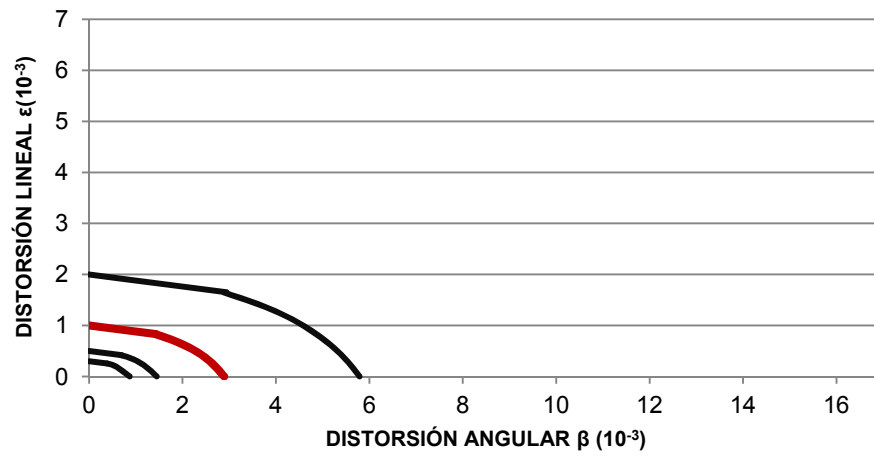
Tabla 4.1.ci Resumen datos generación gráficos de daño particulares

A continuación se muestran los gráficos particulares obtenidos para cada uno de los arquetipos, poniendo énfasis en la curva que marca el paso entre la zona 2 y 3, que será punto de estudio más adelante:

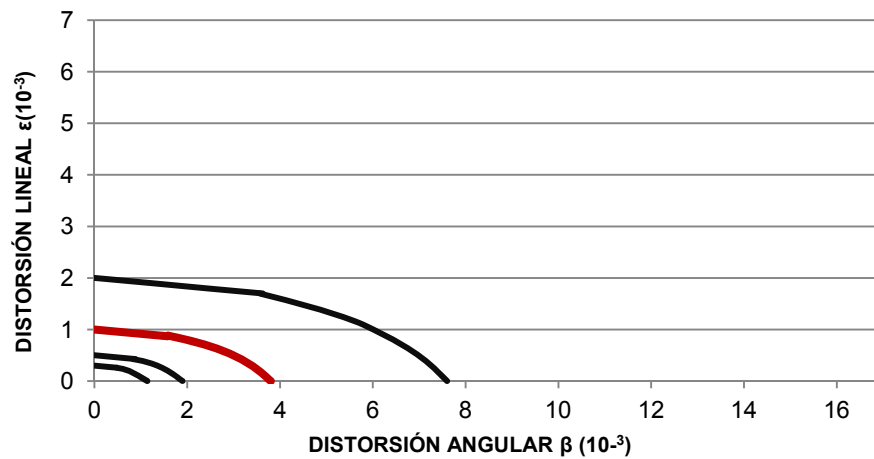
**Arquetipo I.1**



**Arquetipo I.3**

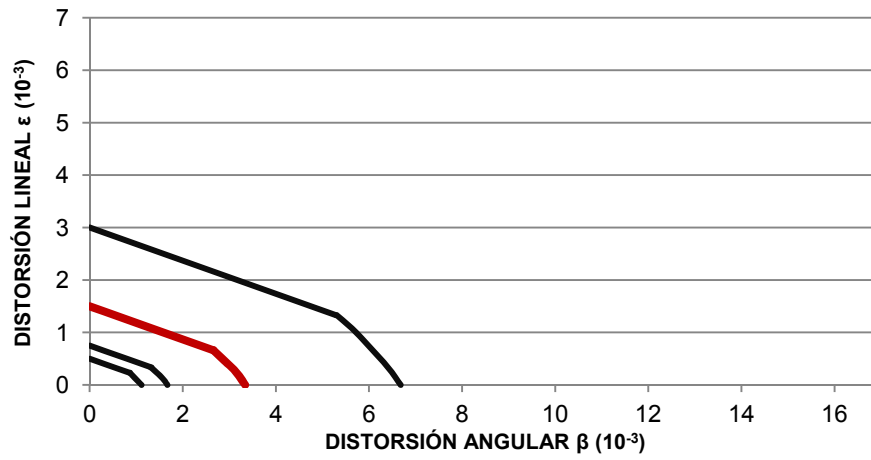


**Arquetipo I.5**

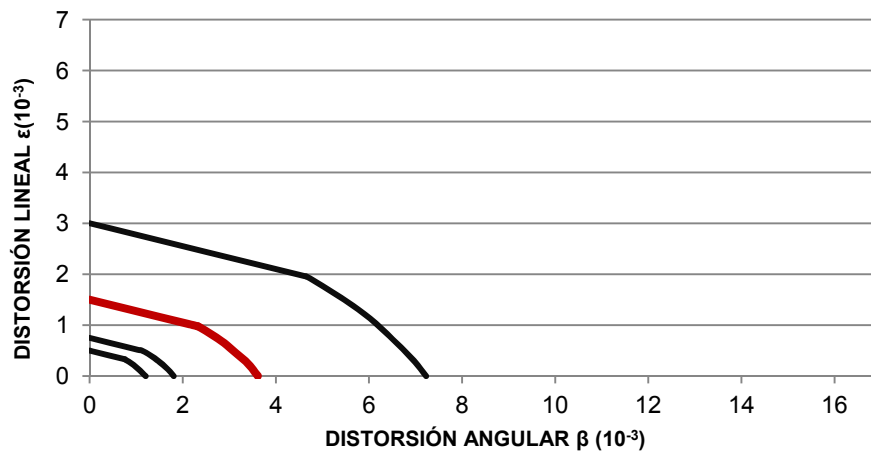


**Figura 4.1.a) Diagramas particulares arquetipo I**

### Arquetipo II.3



### Arquetipo II.5



### Arquetipo II.7

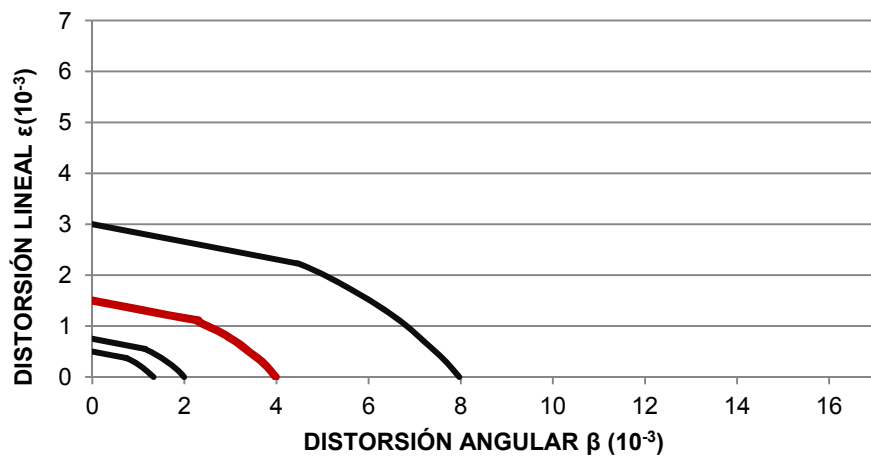
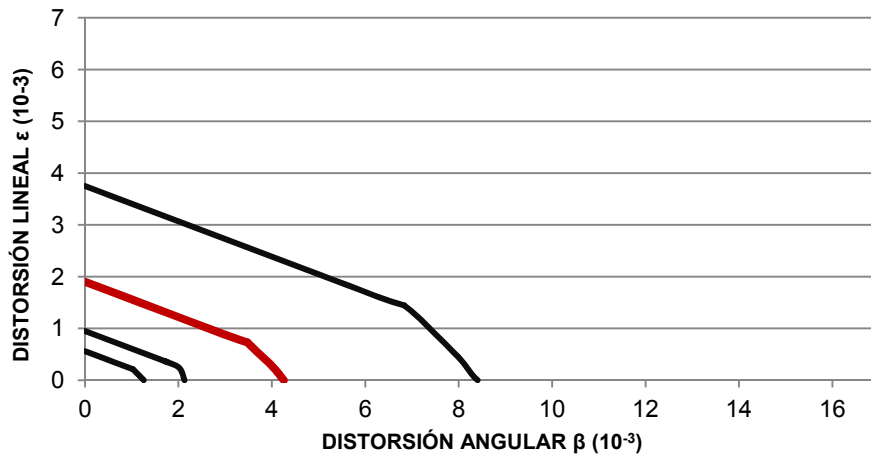
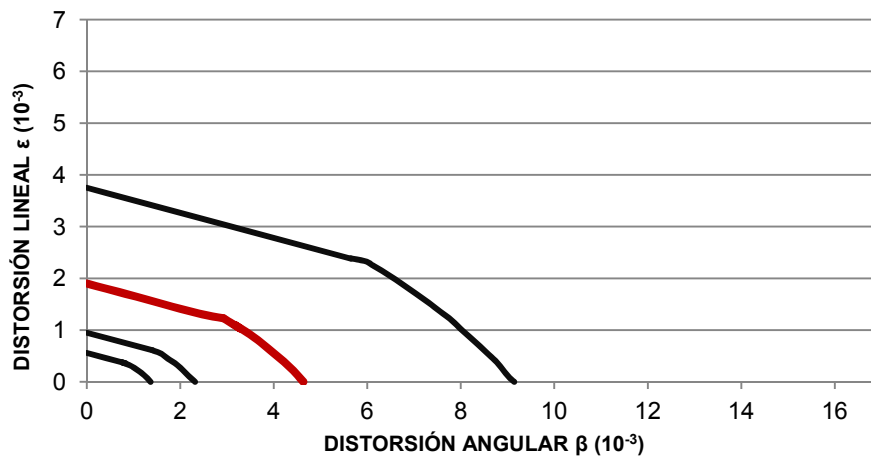


Figura 4.1.am Diagramas particulares arquetipo II

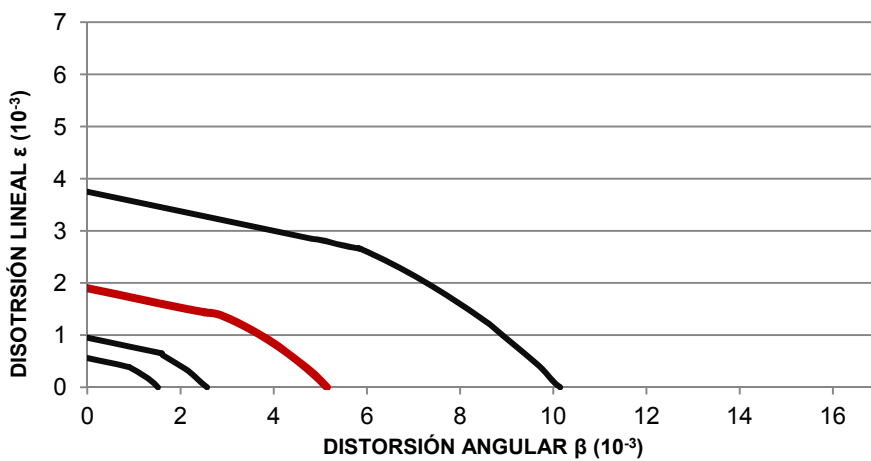
**Arquetipo III.3**



**Arquetipo III.5**

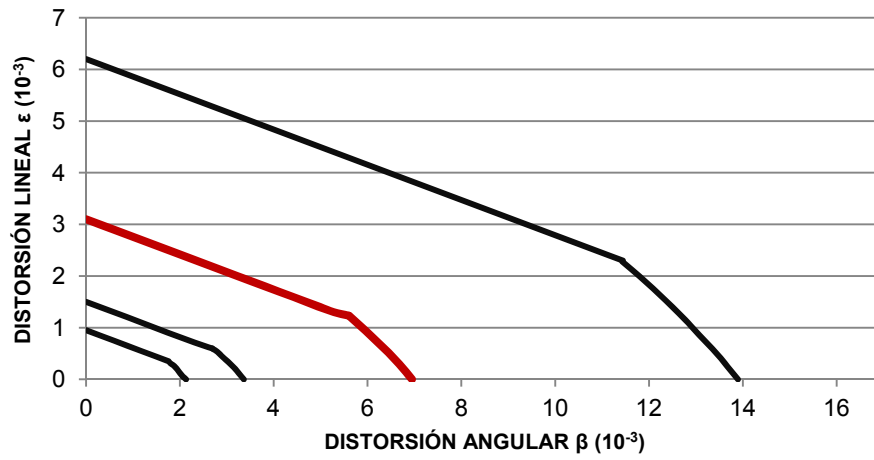


**Arquetipo III.7**

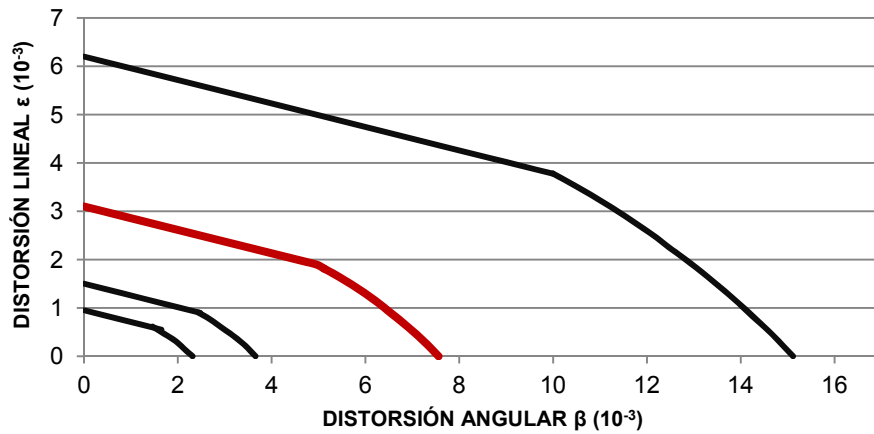


**Figura 4.1.an Diagramas particulares arquetipo III**

### Arquetipo IV.3



### Arquetipo IV.5



### Arquetipo IV.7

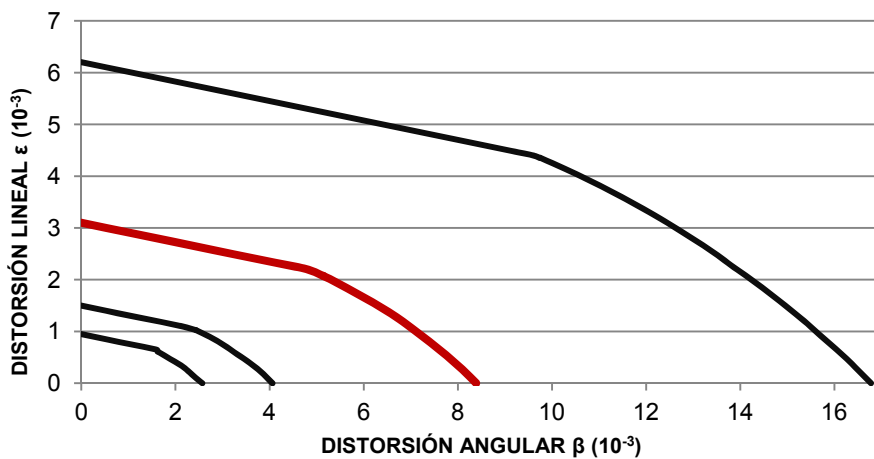


Figura 4.1.ao Diagramas particulares arquetipo IV



Con los gráficos expuestos, se obtienen los diagramas de daño particulares que contemplan los parámetros utilizados por **Boscardin & Cording**, distorsión angular ( $\beta$ ) y deformación horizontal a tracción ( $\epsilon_h$ ); pero teniendo en cuenta tanto la deformación que se puede producir a flexión y a cortante como realiza **Burland**.

Éstos nos muestran los valores máximos  $\beta$  y  $\epsilon_h$  de cada arquetipo que serán de utilidad más adelante en la comprobación de los modelos realizados.

Respecto las diferencias que se puede observar entre los gráficos según el arquetipo, se ve como al introducir distintas sensibilidades, mediante diferentes distorsiones lineales máximas, los gráficos pueden alcanzar diferencias significativas, en ambos parámetros ( $\beta - \epsilon_h$ ). Se ve claramente, como en el caso del arquetipo I su gráfico de daño es el más reducido, respecto al resto de arquetipos, llegando al gráfico máximo, es decir el que abarca más distorsiones en ambos sentidos, en el arquetipo IV.

Si nos centramos en las diferencias entre los gráficos de un mismo arquetipo, se nos muestra que, teniendo un límite de distorsión lineal idéntico para cada una de las alturas consideradas dentro del mismo tipo de edificio, el gráfico crece en relación a la distorsión angular a la que se puede ver sometido, a medida que va creciendo la altura del arquetipo. Cuanto más elevada sea la altura, menor será la relación L/H, y mayor la distorsión angular a la que se producen los daños en el edificio.

De este análisis se extrae que los diagramas propuestos por **Burland** y **Boscardin & Cording**, pensados para un tipo de edificio muy concreto, no son de utilidad en otros tipos, ya que nos estarían mostrando resultados erróneos por exceso o por defecto.

#### 4.1.6. COMPROVACIÓN GRÁFICOS SENSIBILIDAD

Como se ha explicado en el punto “2.2 Afectación y sensibilidad de los edificios”, los diagramas que obtienen **Burland & Wroth** (1977) y **Boscardin & Cording** (1989) en sus estudios, son gráficos obtenidos mediante la deformación de una viga plana elástica sometida a una carga puntual en el centro que le provoca un asiento máximo en su punto medio.

En ambos casos e incluso en los estudios realizados por **Skempton & MacDonald** (1956), llegan a la conclusión que es muy difícil de determinar el paso de afectación de daño de un edificio de ligero a moderado o severo, lo

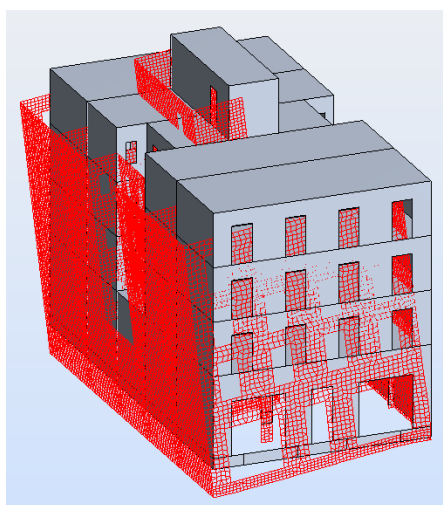
que se determina con la curva de cambio entre las zonas 2 y 3 en los gráficos de todos los autores mencionados.

Este paso se sitúa según las teorías, en edificios de obra de fábrica similares al arquetipo II.3, con relaciones  $L/H=1$  y  $E/G=2,6$ , sometidos a distorsiones angulares superiores al  $L/300$ , sin tener en cuenta la afectación por desplazamientos horizontales que se puedan producir.

En esta tesis se pretende analizar el comportamiento de los edificios en el caso del movimiento lateral de una pantalla adyacente, hecho que produce asentamientos verticales y desplazamientos horizontales a la vez.

Para poder comprobar que se están realizando correctamente los modelos de cálculo de los arquetipos a analizar, y que los daños que aparecen se ajustan a los valores antes comentados, y representados según los gráficos de **Burland et al** (1977) y **Boscardin & Cording** (1989), se realizan modelos tridimensionales del arquetipo II.3, arquetipo que más se asemeja por sus características constructivas y materiales, así como por sus dimensiones, al tipo de edificio en el que se basan los autores en todos sus estudios, y se le aplican asientos planos, es decir, que el edificio se asienta de la misma manera y magnitud en todo su sentido longitudinal, variando en su sentido transversal, sin tener en cuenta las restricciones de movimiento impuestas por las características de la excavación, ni tener en cuenta las tensiones horizontales que se producen, de igual manera que se realiza con la viga elástica con deformación plana.

Según estos condicionantes, el modelo II.3 con una distorsión angular vertical de  $L/300$ , es el primer modelo que presenta daños estructurales, tal y como se extrae de los estudios anteriormente comentados.



**Figura 4.1.ap Esquema deformación modelo II.3 con deformaciones planas**

Se parte del gráfico de daño propuesto por **Boscardin & Cording** (1989) en el que intervienen la distorsión angular  $\beta$  y la deformación por tensiones de tracción  $\varepsilon$ , como parámetros principales, al ser estos más comunes en edificación, y no tanto el parámetro utilizado por **Burland** (1977) del ratio de deflexión  $\Delta/L$ .

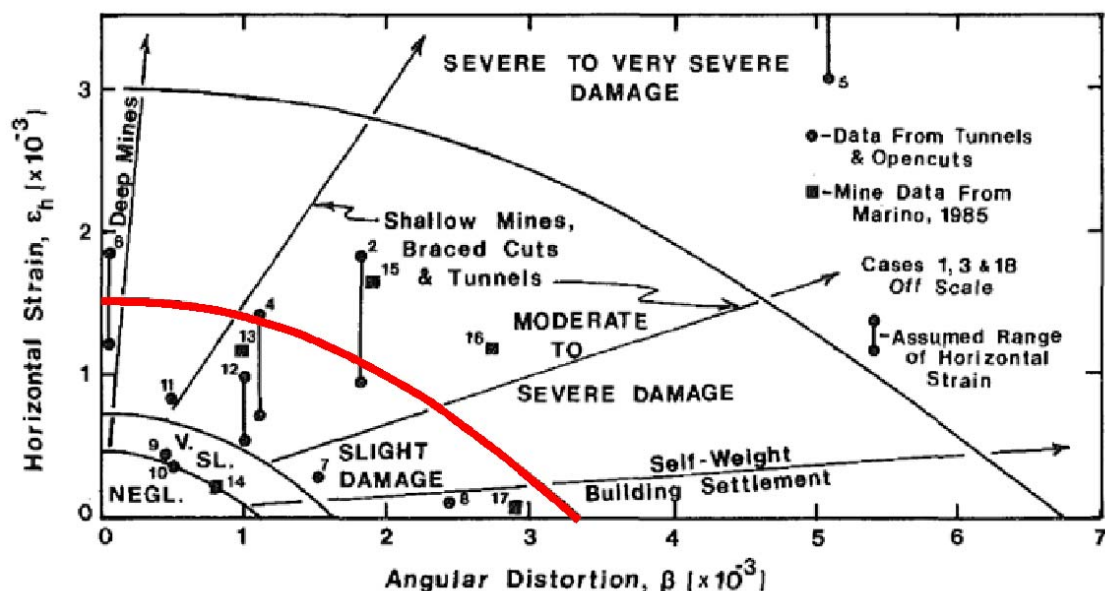


Figura 4.1.aq Gráfico daños en edificios Boscardin & Cording (1989)

A partir del gráfico anterior, se pretende verificar únicamente el paso de daño ligero al daño moderado a severo, cuando se produce el cambio a daños estructurales a tener en cuenta.

Como los mismos autores describen en sus estudios, la situación de la curva de separación entre la categoría de daño 2 y 3 es complicada, y definirla con una sola línea quizá sea un poco arriesgado, por lo cual se establece una zona de seguridad como criterio de paso, zona más amplia de cambio, así pues el gráfico que se propone consta de tres zonas.

Una primera zona de daños de poca entidad y que pueden ser despreciables, una segunda zona de daños importantes a tener en cuenta y una tercera zona entre las dos anteriores dónde se encuentra la curva 2-3, dónde los edificios que se encuentren en dicha zona pueden llegar a tener daños estructurales.

Este criterio se establece como medida de seguridad. La anchura de esta zona de seguridad se propone de una variación del 2‰ equivalente a una distorsión  $L/5000$ , tanto en la distorsión angular vertical como en la deformación horizontal.

### 4.1.6.1. Arquetipo II.3

El gráfico que se propone para el arquetipo II.3, respecto al propuesto por Boscardin & Cording el 1989, es el siguiente:

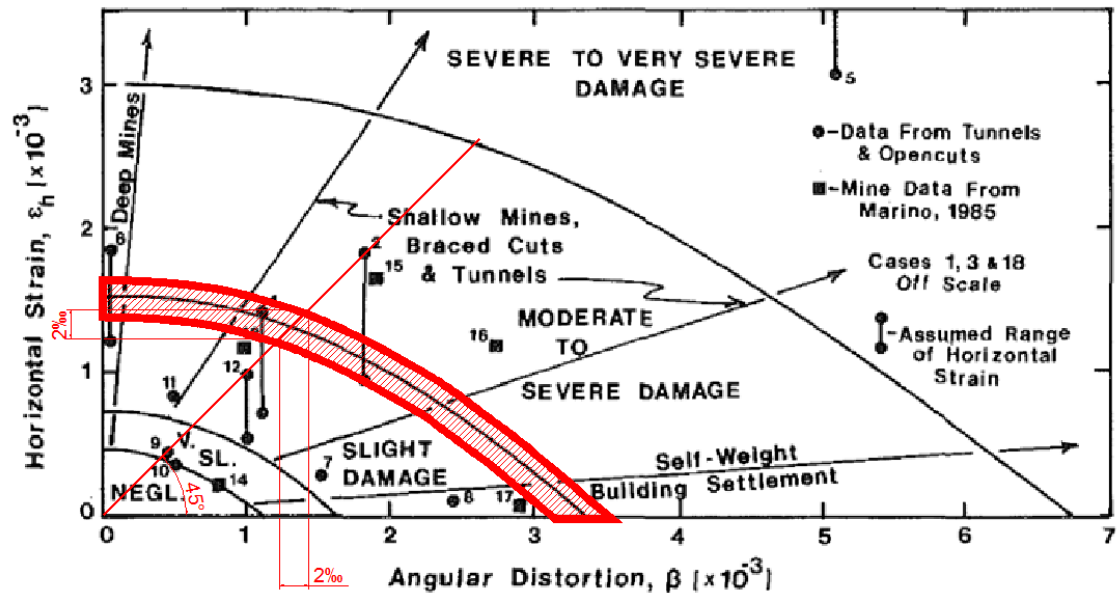


Figura 4.1.ar Zona de seguridad propuesta según el gráfico de Boscardin & Cording (1989)

Con el gráfico definido se pasa a la comprobación de los modelos con asientos planos que verifiquen la zona de seguridad estimada. Cabe mencionar que se plantea un valor de  $\epsilon=1,5\text{‰}$  y un valor de  $\beta=3,3\text{‰}$ , por ser los valores utilizados por Boscardin & Cording en su gráfico.

Como se puede ver en el gráfico siguiente, los modelos a estudiar serán 18; nueve en la parte inferior del sector y otros nueve en la superior.

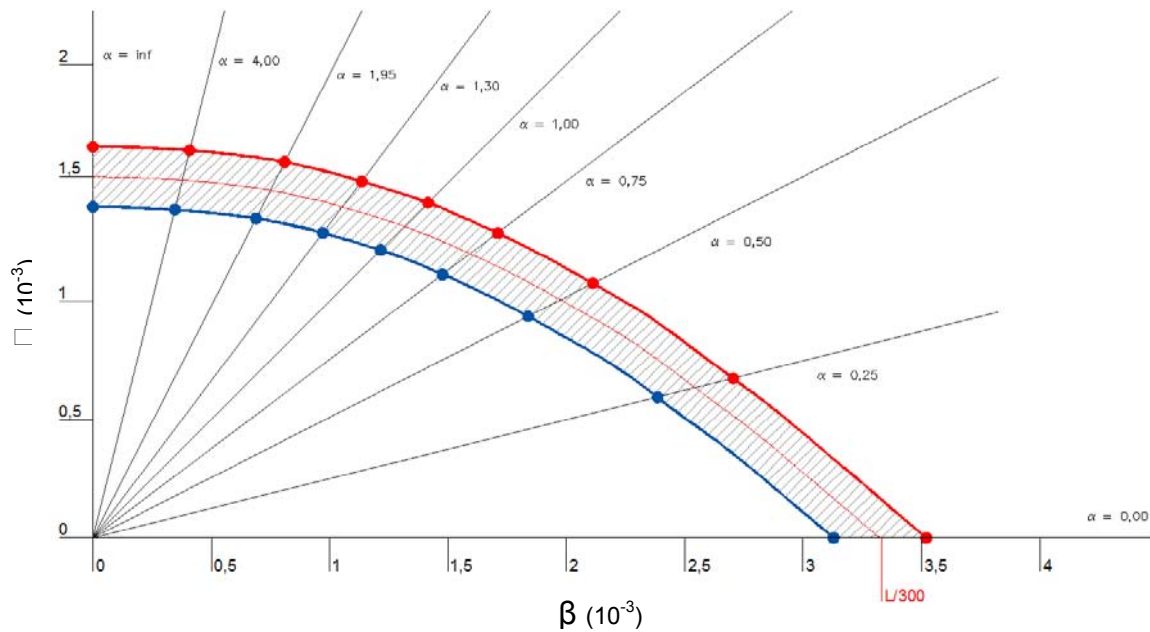


Figura 4.1.as Gráfico daños II.3

Estos puntos a realizar la comprobación se establecen según el parámetro  $\alpha$ . Éste es la relación entre la distorsión angular  $i$  la deformación horizontal a tracción.

$$\alpha = \frac{\varepsilon}{\beta}$$

Con esta relación se pueden establecer puntos intermedios de la curva de daño para llevar a cabo su comprobación.

Por un lado se comprueba que los puntos situados en la parte inferior de la zona de seguridad, marcados en azul, no sufren daños estructurales; por otra parte, se analiza que los puntos situados en la parte superior de la zona de seguridad, marcados en rojo, ya contengan daños estructurales.

Para determinar en qué casos se sobrepasa el límite de daño estructural se han tenido en cuenta una serie de criterios de comportamiento del material, tal y como se expone en el punto “4.1.7 Comportamiento a rotura de la obra de fábrica” de esta tesis.

#### 4.1.6.2. Arquetipo II.5

Comprobado el arquetipo II.3, se establece la misma metodología para el arquetipo II.5. En este caso, el límite que en el arquetipo II.3 se marcaba en el  $L/300$ , se propone en el  $L/275$ ; punto que pertenece a los resultados obtenidos de los gráficos de daño particulares de cada uno de los arquetipos según las ecuaciones establecidas por **Burland** (1977) y **Boscardin & Cording** (1989), y que en este caso será un  $L/275$ .

El gráfico resultante en este caso se estira en el eje de abscisas, lo cual denota que el edificio presenta más rigidez y que por lo tanto el daño estructural aparece con deformaciones mayores que en el caso del arquetipo II.3.

A continuación se muestra el gráfico correspondiente con los 18 casos a estudiar, de la misma manera que en el arquetipo anterior:

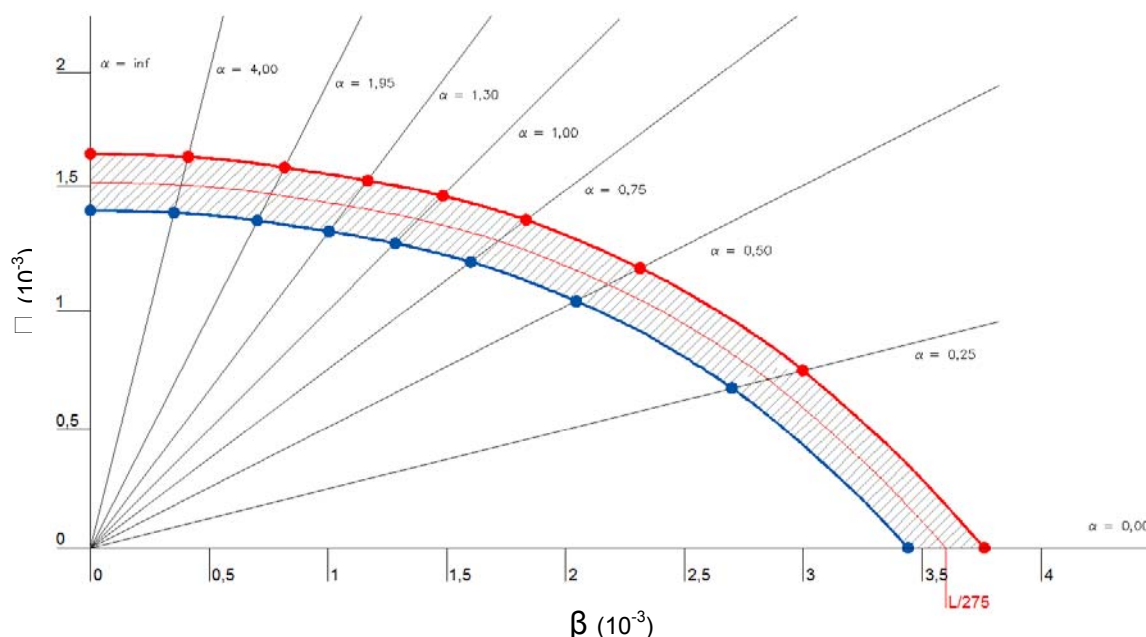


Figura 4.1.at Gráfico daños II.5

Se comprueban con las mismas relaciones  $\alpha$ , vistas anteriormente, determinando en cada caso si se producen daños estructurales en el arquetipo.

#### 4.1.6.3. Arquetipo II.7

Al igual que en los casos anteriores, se realiza el gráfico para el arquetipo II.7, tomando como valor límite el obtenido en los gráficos particulares, tal y como se han descrito en el punto “4.2.3 Obtención de los gráficos particulares”, y que en este caso será un  $L/250$ .

Como ha sucedido con el arquetipo II.5, el gráfico resultante en este caso, se estira, lo cual denota que el edificio presenta más rigidez y que por lo tanto el daño estructural aparece con deformaciones mayores que en los casos anteriores debido a una mayor altura del edificio.

A continuación se muestra el gráfico correspondiente con los 18 casos a estudiar, de la misma manera que en los arquetipos anteriores:

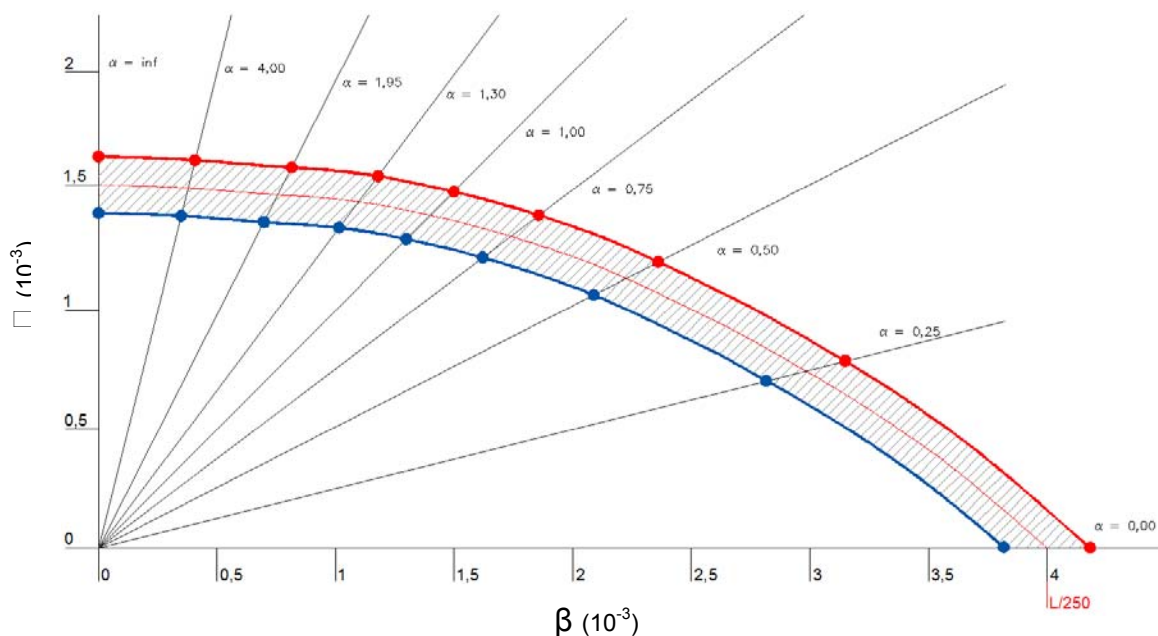


Figura 4.1.au Gráfico daños II.7

Se comprueban con las mismas relaciones  $\alpha$ , vistas anteriormente, determinando en cada caso si se producen daños estructurales en el arquetipo.

#### 4.1.7. APLICACIÓN DEL COMPORTAMIENTO A ROTURA DE LA OBRA DE FÁBRICA

Para este trabajo y como resumen de los puntos descritos hasta ahora, sobre el comportamiento a rotura de la obra de fábrica, se pasan a indicar cuáles son los valores que se utilizan en la lectura de los resultados de los modelos MEF.

Los valores se definen para cada una de las direcciones descritas (0°-45°-90°)

orientación	G (N/m)	R (cm)
0°	75	50
45°	54	50
90°	33	50

Tabla 4.1.cm Tabla valores utilizados en la lectura de resultados

El valor de R, que tendrá aplicación práctica de primer orden en el posterior trabajo de análisis, se ha decidido simplificar y redondear a 50cm para todos

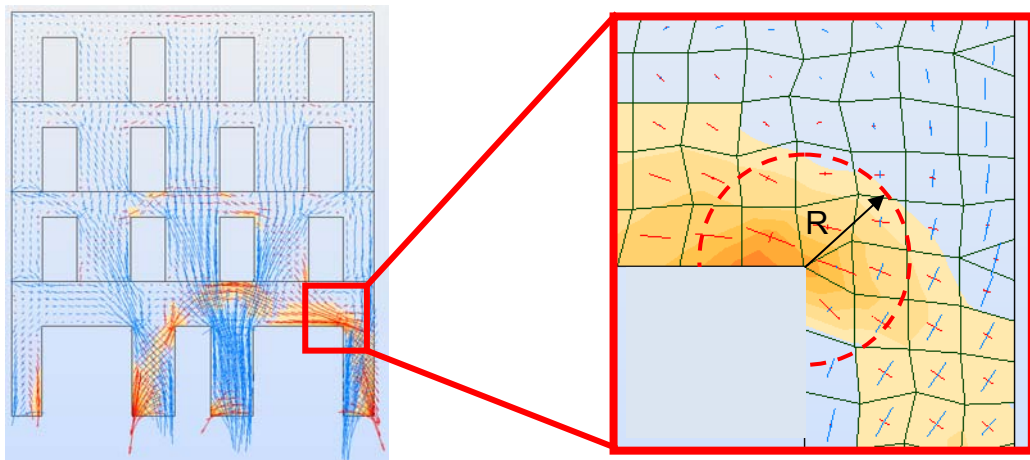


los casos y direcciones. Dicha aproximación no representa una pérdida apreciable de precisión y, en cambio, agiliza el proceso considerablemente.

La lectura de resultados, a fin de determinar si se excede la tensión de rotura a partir del análisis elástico-lineal, se realiza según el siguiente proceso:

En primer lugar, se realiza el cálculo y la revisión de los resultados obtenidos buscando los puntos más desfavorables.

En segundo lugar se determina cuales son las direcciones principales que toman las tensiones máximas en esos puntos.



**Figura 4.1.av Punto más desfavorable y dimensión zona plástica frente de grieta**

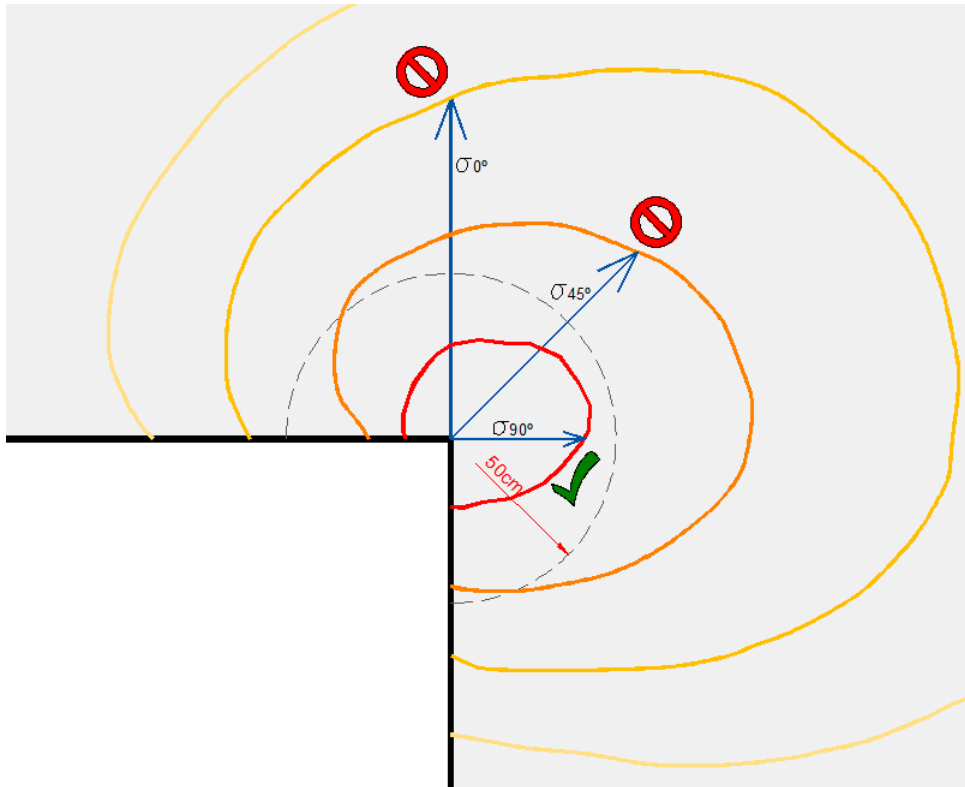
En tercer lugar, siguiendo la dirección principal de la grieta, prevista según los resultados del cálculo, se fija a que tensión máxima trabaja el material.

Finalmente, se comprueba entonces si en la dirección marcada la zona de tensiones máximas supera el radio establecido como zona plástica del frente de grieta.

En el caso de la figura siguiente, se muestra como en la dirección a  $90^\circ$ , la tensión máxima no supera la dimensión de la zona plástica del frente de grieta, por lo tanto el material no llega a su rotura total.

En cambio en las otras dos direcciones, es decir  $45^\circ$  y  $0^\circ$ , la zona de tensión máxima admisible en cada uno de los casos sí que supera la dimensión establecida para la zona del frente de grieta, y por lo tanto sí que se produce la rotura del material.





**Figura 4.1.aw Esquema lectura de los resultados MEF**

De esta manera se establece el criterio de rotura, en los modelos de elementos finitos realizados para el estudio de sensibilidad de daño llevado a cabo.

## **4.2. DESCRIPCION DEL ANÁLISIS Y DE LOS MODELOS**

Como se ha explicado en el punto 3.1.5 del capítulo anterior, se han nombrado los modelos según una clasificación de los nombres x.y. que se corresponden con el número del arquetipo y con el número de plantas piso.

En el presente capítulo se analizará el comportamiento de cada uno de estos modelos por separado especificando las características de cada uno de ellos, en una situación inicial en terreno firme, sin acciones exteriores, para comprobar que no existe ninguna anomalía y que su comportamiento estructural es totalmente correcto y no genera ningún tipo de patología.

### **4.2.1. MÉTODO DE ANÁLISI DE LOS MODELOS**

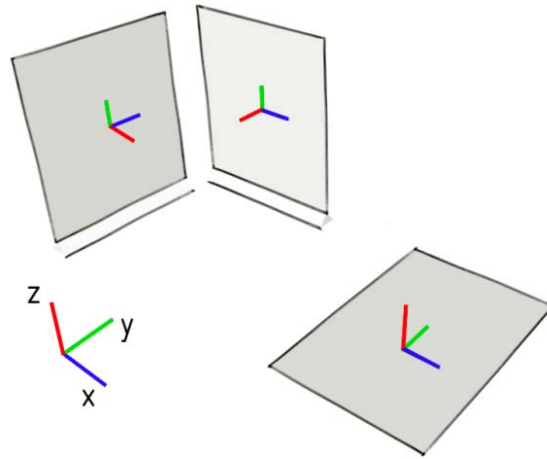
Para analizar las distintas tipologías edificatorias se realizan modelos con el método de elementos finitos, también conocidos como a MEF. Es un sistema de cálculo, ampliamente conocido, que nos sirve para simular el comportamiento de estructuras complejas con grados de libertad infinitos, el cual se ha explicado ampliamente en el capítulo II del primer libro de la tesis.

En este caso, se realizan modelos en 3D de los diferentes arquetipos con el programa de Autodesk Robot Structural Analysis Professional, utilizando barras y paneles de elementos finitos en 2D.

Para la simulación de pilares y vigas, estos se han introducido como elementos de barra, a los cuales se les ha aplicado las características geométricas y materiales pertinentes en cada caso.

Para las paredes de carga y los forjados, estos se han simulado como paneles, utilizando láminas bidimensionales, que nos permiten combinar acciones y estados resistentes, y poder ver su comportamiento.

De la misma manera que en el caso de las barras, se les ha dado las características geométricas y materiales según el tipo de elemento que representen.



**Figura 4.2.a Definición ejes de los paneles de MEF**

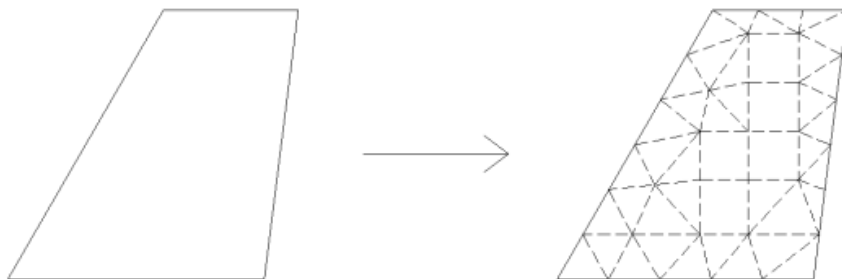
Estos paneles de elementos finitos se han discretizado en elementos de pequeñas dimensiones mediante una cuadrangular de 20cm de lado.

Se debe comentar que como más densa sea la malla, conteniendo más elementos, se obtendrán resultados más aproximados al comportamiento real de la estructura que se analiza.

El programa utilizado, permite generar la malla de discretización de los paneles de elementos finitos según dos métodos:

**Método de triangulación Delaunay:** Usado para crear mallas de elementos finitos para cualquier superficie en 2D. Este método puede ser refinado así mismo por el método de Kang, introduciendo nuevos emisores de la malla.

Por definición la triangulación Delaunay es aquella en que las circunferencias que se generan con cada uno de los triángulos de la malla, no contienen otros vértices aparte de los tres con los que se define.

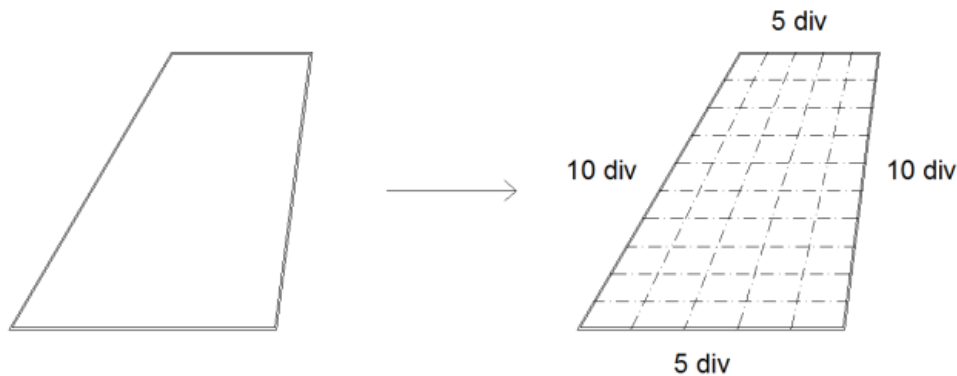


**Figura 4.2.b Esquema discretización contorno según método de triangulación Delaunay**

**Método de Coons:** Las superficies Coons son superficies limitadas por contornos triangulares o cuadrangulares, los lados de los cuales están divididos por el mismo número de segmentos.

El concepto del método se basa en conectar todos los puntos creados en el borde del contorno seleccionado con los puntos correspondientes del borde opuesto que contiene el mismo nombre de emisores iniciales.

Se puede utilizar por lo tanto para generar el mallado para superficies en 2D, definidas por contornos planos, como para superficies en 3D



**Figura 4.2.c Esquema discretización contorno según método de Coons**

Para la geometría de los modelos que se deben de analizar donde encontramos paneles rectangulares y con aperturas con esta misma geometría, se utiliza el método de triangulación Delaunay, como método general para la generación de la malla, que permite realizar una discretización ortogonal de gran parte de los paneles, realizando la triangulación allí donde la geometría varía i no encaja la malla cuadrangular.

Sobre todos los elementos que conforman la estructura se aplican las cargas pertinentes a las que esta solicitada ésta (pesos propios, cargas permanentes y sobrecargas).

Estas se aplicaran por medio de cargas lineales sobre los paneles de los arquetipos I, y como cargas superficiales en los elementos horizontales en los modelos de los arquetipos II, III y IV.

Por otro lado, los pesos propios generados por los elementos modelados, el programa ya los contempla en el propio elemento.

Todos los materiales a utilizar tienen un comportamiento que se puede analizar de manera continua, menos la obra de fábrica, que al ser un material

compuesto, entre la pieza cerámica y el mortero, presenta discontinuidades del propio material que hace que el comportamiento sea anisótropo.

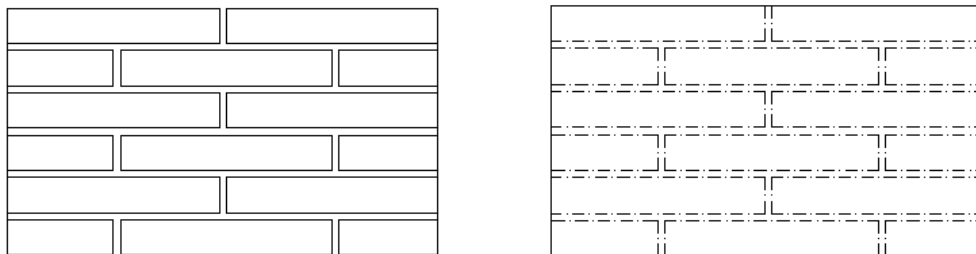
Para analizar la obra de fábrica se puede optar por realizar modelos de dos modos, utilizando macromodelos o micromodelos.

La diferencia principal entre los dos sistemas yace en qué en el caso de los macromodelos se simula como un solo material isótropo, continuo y con un comportamiento único; obteniendo de esta manera resultados de deformaciones y tensiones también continuos.

En el caso de los micromodelos se simulan todas las partes implicadas del material, es decir, piezas cerámicas y juntas de mortero entre ellas, así como la interfaz de contacto entre la pieza cerámica y el mortero, todos ellos enlazados entre sí con las leyes constitutivas correspondientes.

En este último tipo de representación se debe tener en cuenta que los elementos finitos que discretizan el material, tienen que realizarse sobre la distribución real del material. **Page** (1978) realiza unos de los primeros micromodelos de este tipo de material.

A su vez se debe representar el comportamiento de cada uno de los elementos con precisión, por lo que la condición de material no-lineal, su anisotropía... se introducen a través de las leyes constitutivas de cada elemento.



**Figura 4.2.d Esquema micromodelo y macromodelo**

En este trabajo se ha modelado como un material continuo e isótropo, y por lo tanto no se han tenido en cuenta las discontinuidades.

De esta manera se han obtenido resultados continuos en todas las direcciones sin tener en cuenta la propia anisotropía del material expuesta anteriormente en el punto “3.3 Comportamiento a rotura de la obra de fábrica”, en el capítulo anterior.

### Tipo de análisis

Todos los modelos de los arquetipos se analizan bajo un análisis lineal de los materiales que los conforman, i que nos sirven para obtener esfuerzos, ya sea en Estados Límite de Servicio, como en Estados Límite Últimos de la estructura.

Se busca obtener resultados dentro de la zona elástica del diagrama tensión-deformación de cada uno de los materiales, i deformaciones dentro de las máximas permitidas, por tanto los resultados tensionales que se encuentren fuera de este ámbito y/o deformaciones excesivas que no cumplan los requisitos mínimos, serán los que nos informaran de las zona a analizar con profundidad.

El análisis parte de modelos que cumplen con todos los requisitos del Estados Límite de Servicio (ELS) y del Estado Límite Último (ELU) en todos los casos. Estructuras que tienen un buen comportamiento y sin lesiones iniciales que puedan desvirtuar el estudio a realizar.

A partir de estos modelos iniciales, se analizará como influyen las acciones externas que se introducen, y como varían el comportamiento de la estructura estudiando los casos en Estados Límite de Servicio, en los arquetipos I, II y III, en los que tenemos estructuras rígidas (arquetipos I y II) y estructuras con cerramientos rígidos (arquetipo III), susceptibles a pequeños cambios de comportamiento, y donde se puedan ver alterados los requisitos iniciales del edificio (paredes de carga y tabiques agrietados, pavimentos hundidos, flechas excesivas...)

Por otro lado, se tendrá en cuenta el Estado Límite Último en el arquetipo IV, en el que se busca estudiar el comportamiento de una estructura elástica con cerramientos flexibles, donde se producirán patologías en la estructura antes que en los cerramientos.

	TIPO DE RESULTADO A ANALIZAR	
	ELS	ELU
Arquetipo I	- tensiones y deformaciones no admisibles (pérdida requisito confort)	
Arquetipo II		
Arquetipo III	- deformaciones que provocan rotura de cerramientos	
Arquetipo IV	-	- rotura estructura

**Tabla 4.2.a Tipo de fallo a observar en cada arquetipo**

## 4.2.2. MODELIZACIÓN DE LOS ARQUETIPOS

Las características que definen los modelos de este arquetipo, vienen determinadas según su geometría, las características constructivas de los elementos a modelizar (paredes, cimentaciones, forjados,...), de los materiales que los componen y de las cargas que someten la estructura.

En cada uno de los modelos se especifican las características propias y los estados de carga de cada uno de ellos.

### 4.2.2.1. ARQUETIPO I

Malla de elementos finitos de 20x20cm generada con el método de triangulación de Delaunay, con apoyos lineales en contacto con el terreno.

En la siguiente figura se describe el modelo tridimensionalmente.

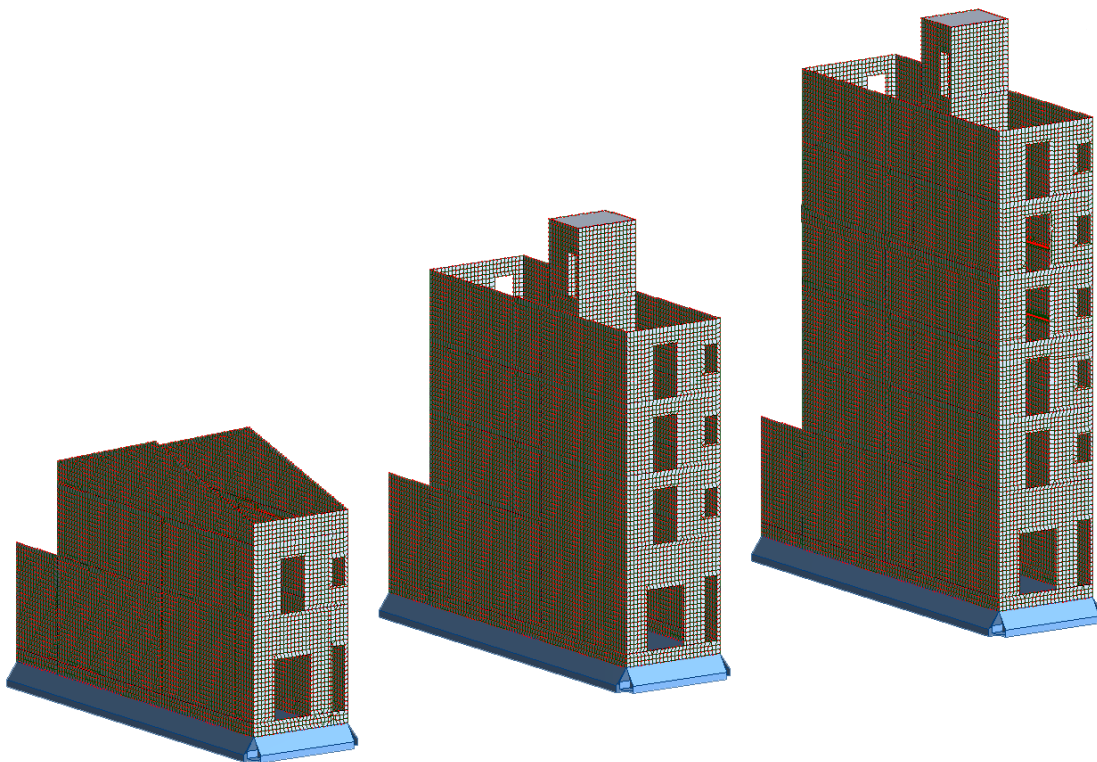


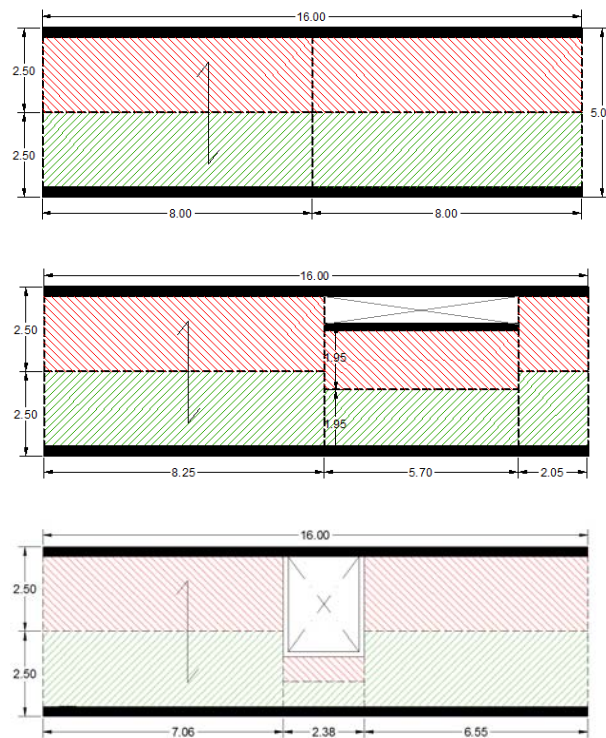
Figura 4.2.e Modelo de elementos finitos modelos I.1 – I.3 – I.5

En este arquetipo, las características de los forjados contribuyen a que éstos no colaboren en la rigidez del sistema edificatorio. Los muros, por tanto, se mueven sin restricciones horizontales más allá de las conferidas en la traba

entre ellos mismos. Por este motivo los forjados no se han introducido en el modelo.

No se modelizan los forjados, con lo cual las cargas que corresponden al peso propio de los forjados, a las cargas permanentes de tabiques y pavimento, y a las sobrecargas de uso, se introducen en el modelo como a cargas lineales en los contornos de los paneles que simulan las paredes de cargas a nivel de cada uno de los forjados implicados en la estructura, según las áreas tributarias que le corresponden a cada tramo de pared.

En este caso tenemos dos distribuciones de cargas diferentes, una para forjados que conforman el techo de la planta baja y de la planta piso; y otra para el forjado de la cubierta inclinada, tal y como muestran los esquemas siguientes:



**Figura 4.2.f Distribución de cargas en el arquetipo I, planta libre, escalera lateral y escalera en núcleo central**



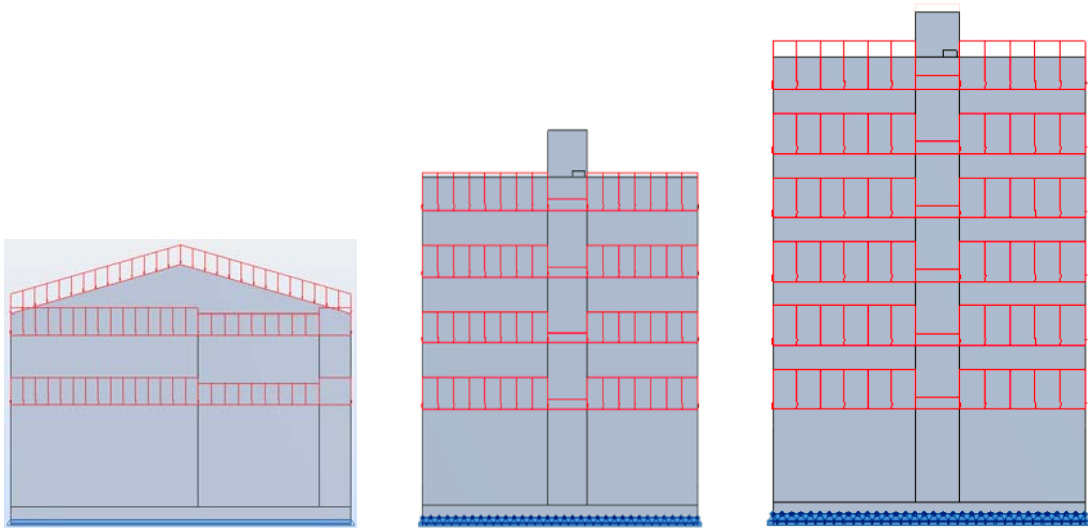


Figura 4.2.g Aplicación de cargas en el arquetipo I

#### 4.2.2.2. ARQUETIPO II

Malla de elementos finitos de 20x20cm generada con el método de triangulación de Delaunay, con apoyos lineales en contacto con el terreno.

En la siguiente figura se describe el modelo tridimensionalmente.

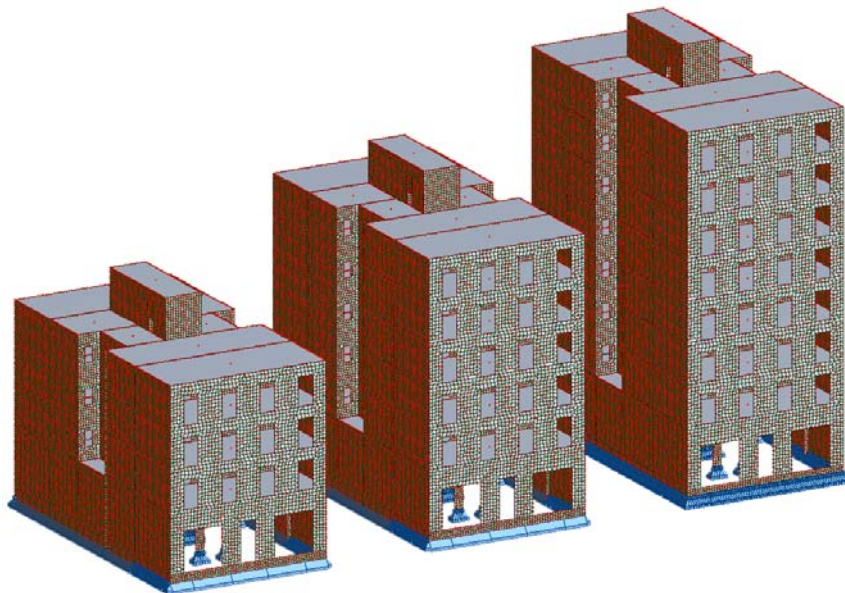
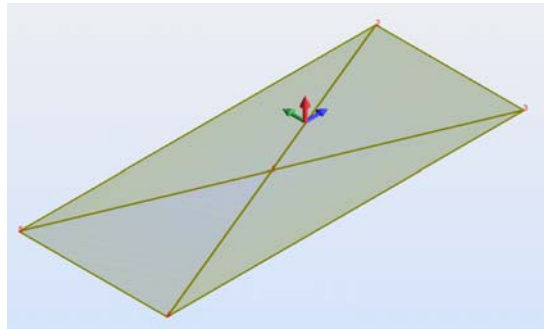


Figura 4.2.h Modelo de elementos finitos modelos II.3 – II.5 – II.7

En este arquetipo los forjados conferirán cierta rigidez al sistema de paredes de carga.

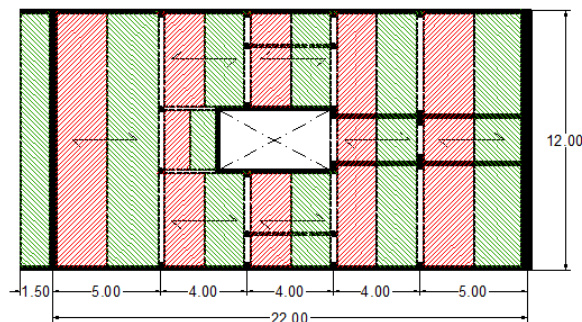
Para simular esta rigidez de los forjados, partiendo de los modelos donde no se discretizan los forjados como elementos estructurales sino como elementos de cerramiento de distribución de cargas, se han modelado uniones rígidas entre los 4 nudos que delimitan los forjados partiendo de un nudo central exento de cualquier movimiento de la estructura, que impiden que el forjado se mueva libremente en la dirección xy. De esta manera se evita también que los muros se puedan deformar libremente, y lo hagan como un todo.



**Figura 4.2.i Modelización uniones rígidas de los forjados**

Se modelizan los forjados, por lo tanto las cargas que corresponden al peso propio de los forjados, a las cargas permanentes de los tabiques y pavimento, y a las sobrecargas de uso, se introducen en el modelo como cargas superficiales en los contornos de los paneles que simulan las paredes de carga a nivel de cada uno de los forjados implicados en la estructura.

En este caso tenemos dos distribuciones de cargas diferentes, una para los forjados que conforman el techo de la planta baja y otra para el forjado de la planta piso, tal y como muestran los esquemas siguientes:



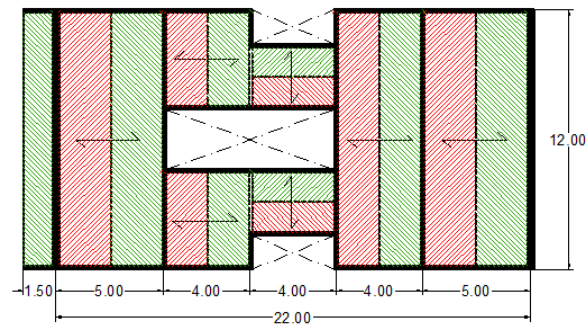


Figura 4.2.j Distribución de cargas en el arquetipo II

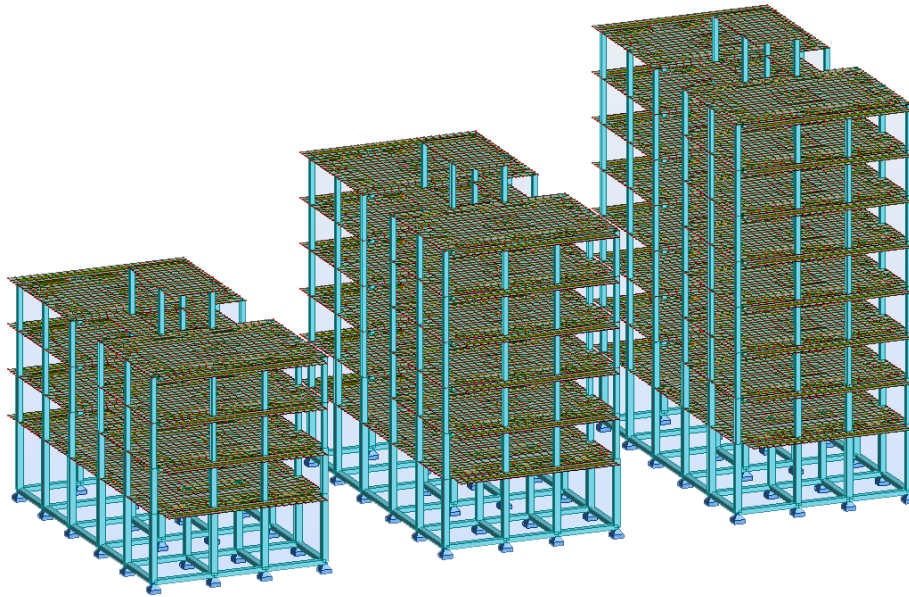


Figura 4.2.k Aplicación de cargas en el arquetipo II

### 4.2.2.3. ARQUETIPO III

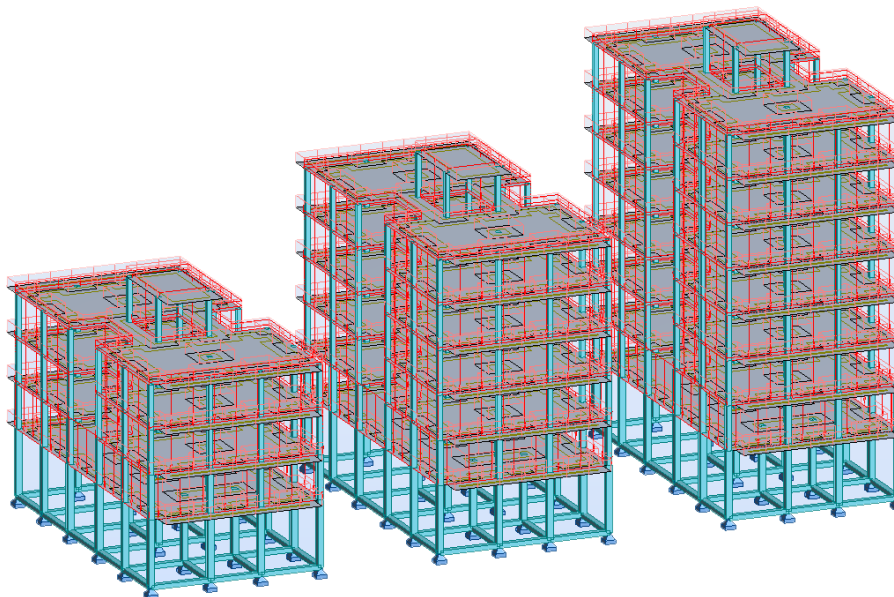
Malla de elementos finitos de 20x20cm generada con el método de triangulación de Delaunay, con apoyos lineales en contacto con el terreno.

En la siguiente figura se describe el modelo tridimensionalmente.



**Figura 4.2.l Modelo de elementos finitos modelos III.3 – III.5 – III.7**

En este arquetipo sí que se modelizan los forjados, por lo tanto las cargas que corresponden al peso propio de los forjados, se determinan según el material del mismo y se introducen directamente por el programa, las cargas permanentes de tabiques y pavimento, y a las sobrecargas de uso, se introducen en el modelo como cargas superficiales en cada uno de los paneles que forman los forjados.



**Figura 4.2.m Aplicación de cargas en el arquetipo III**



#### 4.2.2.4. ARQUETIPO IV

Malla de elementos finitos de 20x20xm generada con el método de triangulación de Delaunay, con apoyos lineales en contacto con el terreno.

En la siguiente figura se describe el modelo tridimensionalmente.

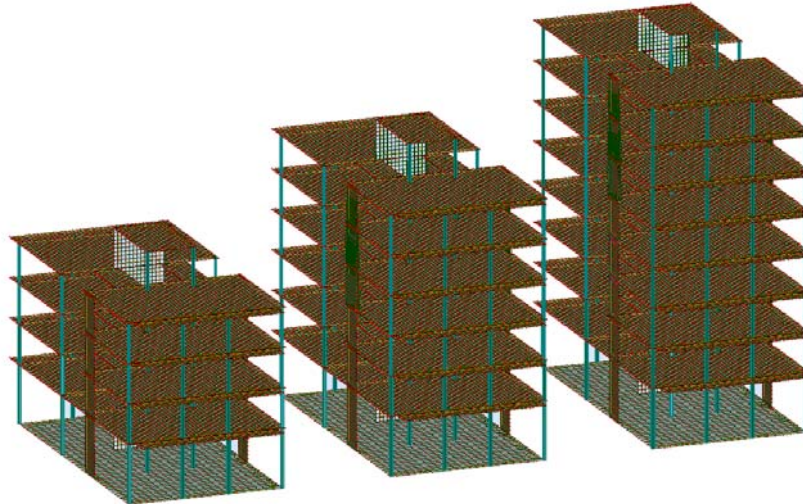


Figura 4.2.n Modelo de elementos finitos modelos IV.3 – IV.5 – IV.7

En este arquetipo sí que se modelizan los forjados, por lo tanto las cargas que corresponden al peso propio de los forjados, se determinan según el material de éste y son introducidas directamente por el programa, las cargas permanentes de tabiques y pavimento, y las sobrecargas de uso, se introducen en el modelo como cargas superficiales en cada uno de los paneles que forman los forjados.

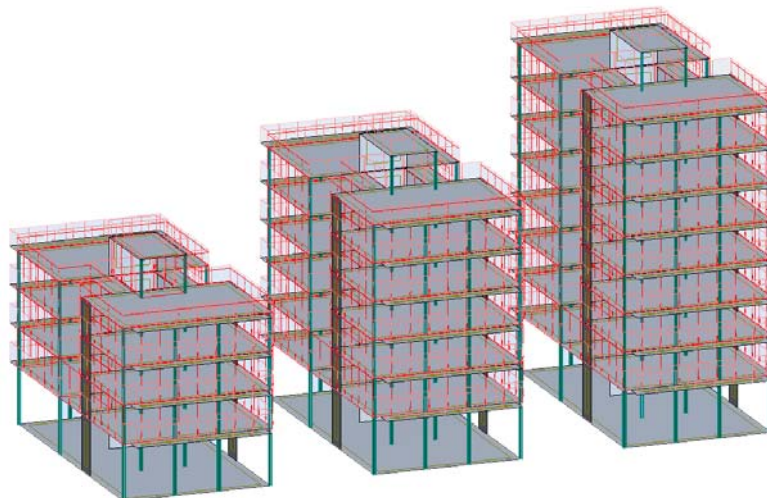


Figura 4.2.o Distribución de cargas en el modelo IV.3

### 4.2.3. MODELIZACIÓN ASIENTOS

Para aplicar los asientos obtenidos en el punto 4.2.2 anterior en cada uno de los modelos de los arquetipos, se introducen como desplazamientos impuestos en los nudos correspondientes y que se encuentran en contacto con el terreno y con apoyo exterior.

Estos asientos se introducen con las dos componentes horizontal y vertical ( $\delta_h$ - $\delta_v$ ) en hipótesis independientes para poder evaluar el impacto de cada componente en el comportamiento general del edificio.

En cada uno de los arquetipos se tomarán consideraciones propias en el momento de introducir los desplazamientos en los modelos, para conseguir que el modelo se comporte de la forma más real posible.

#### 4.2.3.1. ARQUETIPO I:

Los asientos en este arquetipo, se modelizarán según la posición del cimiento afectado dentro de la geometría del conjunto y respecto del terreno.

Se detallará cada uno de los elementos de la cimentación del modelo en los cuales se introducen estos desplazamientos verticales u horizontales para precisar las características estudiadas en cada caso.

##### 4.2.3.1.1. Modelización desplazamientos verticales ( $\delta_v$ )

En cuanto a la componente vertical de los asientos se refiere, los desplazamientos impuestos que se colocan en los modelos se han introducido tal y como se detalla a continuación:

- En la **fachada principal y posterior**, los desplazamientos que se producen no son constantes ya que el cimiento es perpendicular a la pantalla y por lo tanto los movimientos que se producen debajo de los cimientos no son iguales. Para simular estos desplazamientos se introducirán de forma gradual partiendo siempre de los valores máximos y mínimos obtenidos, extrapoliéndolos en cada uno de los puntos de la malla de elementos finitos del modelo.

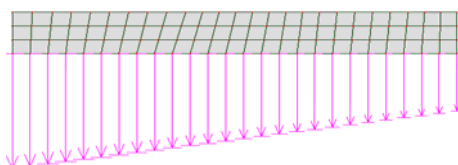


Figura 4.2.p Asientos verticales en la fachada principal y posterior, arquetipo I

- En las **medianeras**, tenemos cimentaciones paralelas a la pantalla donde los movimientos que se producen debajo del cimiento son continuos en toda su longitud, por lo tanto se introducirá un solo valor en todos sus nudos.

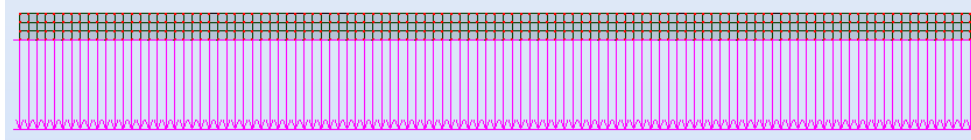


Figura 4.2.q Asientos verticales en las medianeras, arquetipo I

- En el **núcleo vertical** (en el caso de los modelos I.3 y I.5), como en el caso de la fachada posterior, tenemos cimentaciones perpendiculares a la pantalla. En este caso también se introducen de forma gradual partiendo de los valores obtenidos, tal y como se ha explicado.

Por otro lado, también tenemos cimentaciones paralelas a la pantalla; en este caso los desplazamientos se introducen con un único valor para todos los puntos.

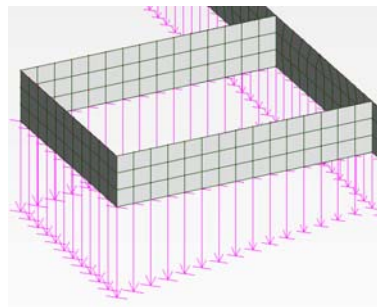


Figura 4.2.r Asientos verticales en el núcleo central, arquetipo I

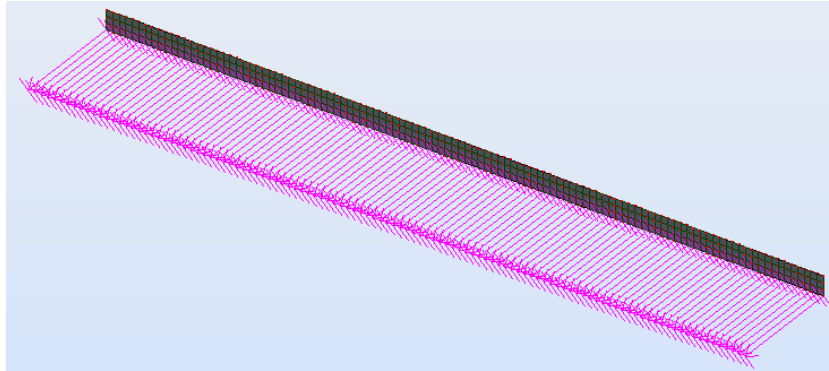
#### 4.2.3.1.2. Modelización desplazamientos horizontales ( $\delta_h$ )

A continuación se comenta como se han tenido en cuenta los desplazamientos en cada uno de los elementos que intervienen, tal y como se ha realizado en la modelización de los  $\delta_v$ .

- En la **fachada principal** y la **fachada posterior**, se introduce un único valor de desplazamiento en toda su longitud al tratarse de una cimentación continua. Aunque, como se ha visto en el punto “3.3 Pre-estudio paramétrico: terreno rígido”, este arquetipo como conjunto no presenta rigidez a nivel de cimentaciones, ya que no existen elementos de traba que ligen el sistema. Sin embargo, a nivel de los elementos aislados, la zapata corrida que conforma la cimentación de este elemento, sí que tendrá cierta rigidez en este sentido, y

sufrirá el desplazamiento máximo debido al movimiento de la pantalla, según los valores obtenidos.

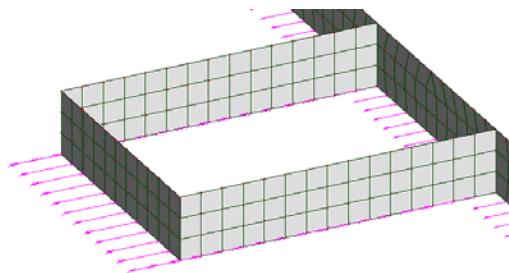
- En las **medianeras**, como pasa en los  $\delta_v$ , se introduce un solo valor en todos sus nudos para simular la deformación de éstos en su componente horizontal.



**Figura 4.2.s Asientos horizontales en las medianeras, arquetipo I.**

- El **núcleo vertical** también cuenta con cimentaciones continuas que le confieren rigidez; por tanto, como en el caso de la fachada posterior, se introduce un único valor de desplazamiento horizontal en todos sus puntos.

Por otro lado, también tenemos cimentaciones paralelas a la pantalla; aquí los desplazamientos se introducen también con un único valor para todos los puntos.



**Figura 4.2.t Asientos horizontales en el núcleo central, arquetipo I.**

#### **4.2.3.1.3. Resumen de los asientos en el arquetipo I**

El esquema resultante de la introducción de los asientos horizontales y verticales en los modelos del arquetipo I será el que se muestra en la figura 4.4.f:



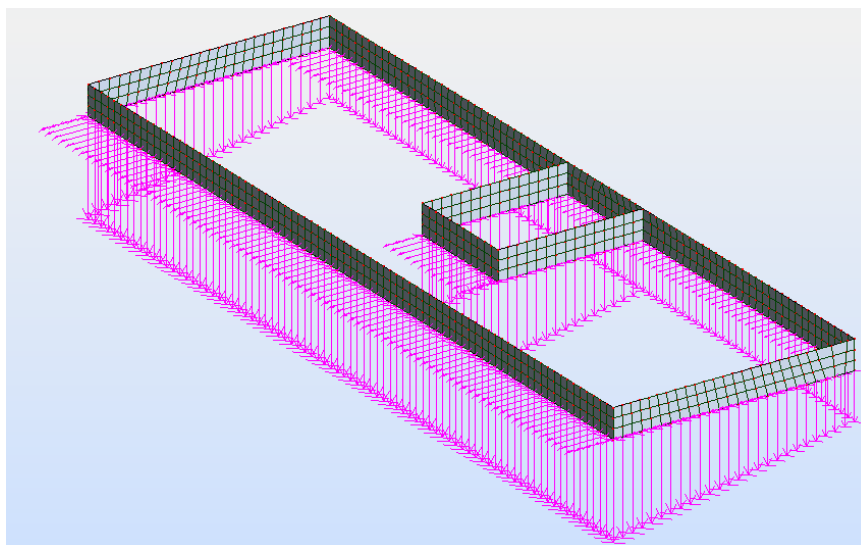


Figura 4.2.u Esquema general de los asientos horizontales y verticales en el arquétipo I

#### 4.2.3.2. ARQUETIPO II:

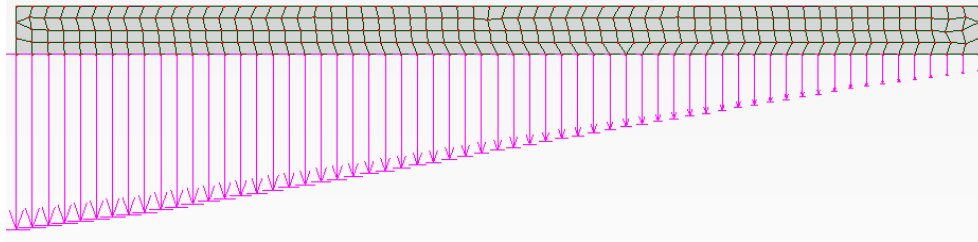
En este modelo las consideraciones que se han tomado de partida para la introducción de los desplazamientos impuestos tanto verticales como horizontales, dependen principalmente del tipo de cimentaciones que nos encontremos (aisladas o continuas), y de su posición respecto a la pantalla lateral que nos cause estos desplazamientos (paralelos o perpendiculares).

Se detallará cada uno de los elementos de la cimentación del modelo en los cuales se introduzcan estos desplazamientos verticales u horizontales para precisar las características estudiadas en cada caso.

##### 4.2.3.2.1. Modelización desplazamientos verticales ( $\delta_v$ )

En este apartado se explica cómo se han introducido los desplazamientos verticales ( $\delta_v$ ) en cada uno de los elementos que intervienen según sus características dentro del conjunto.

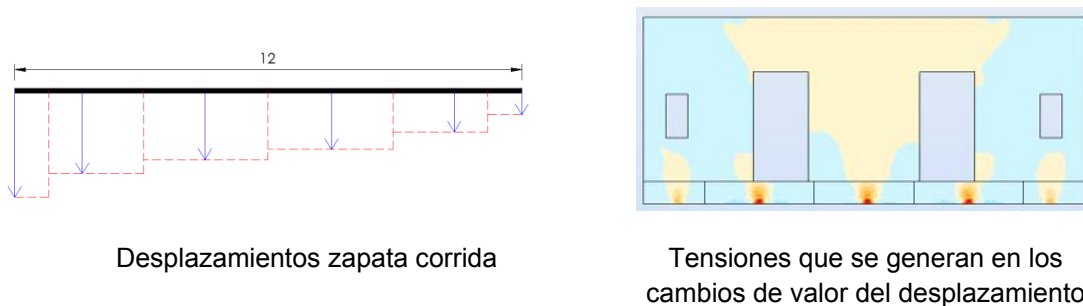
- En la **fachada principal** y la **fachada posterior**, los desplazamientos que se producen no son constantes ya que el cimiento es perpendicular a la pantalla y por lo tanto los desplazamientos se introducirán de forma gradual partiendo siempre de los valores intermedios obtenidos, extrapoliéndolos en cada uno de los puntos de la malla de elementos finitos del modelo de análisis tal y como muestra el gráfico siguiente:



**Figura 4.2.v Asientos verticales en la fachada principal y posterior, arquetipo II**

En una primera aproximación al modelo, se había procedido a la introducción de los asientos de manera escalonada, distribuyendo los valores obtenidos dentro de una área de influencia próxima, tal y como muestra el gráfico siguiente.

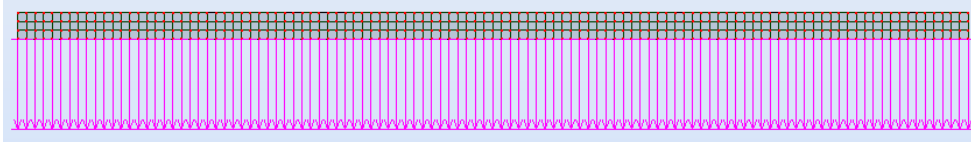
Con esta modelización se producen saltos en los puntos donde cambia el valor del desplazamiento y se comprueba que, introduciendo los asientos de esta manera, se crean tensiones tanto en los cimientos como en los muros en los puntos donde ha habido un salto de diferencial que desvirtúan el modelo de cálculo.



**Figura 4.2.w Modelización escalonada de los asientos.**

Por este motivo, se toma la decisión de modelizar los asientos de este elemento de forma gradual punto a punto aunque sea un proceso mucho más laborioso.

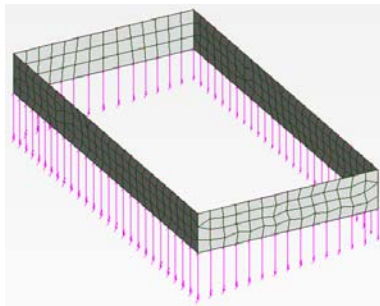
- En las **medianeras**, tenemos cimentaciones paralelas a la pantalla donde los movimientos que se producen debajo del cimiento son continuos en toda su longitud, por lo tanto se introducirá un solo valor en todos sus nudos.



**Figura 4.2.x Asientos verticales en las medianeras, arquetipo II**

- En el **núcleo vertical**, como en el caso de la fachada posterior, tenemos cimientos perpendiculares a la pantalla. En este caso también se introducen de forma gradual partiendo de los valores obtenidos, tal y como se ha explicado en el caso anterior.

También tenemos cimientos paralelos a la pantalla; aquí los desplazamientos se introducen con un único valor para todos los puntos.



**Figura 4.2.y Asientos verticales en el núcleo central, arquetipo II**

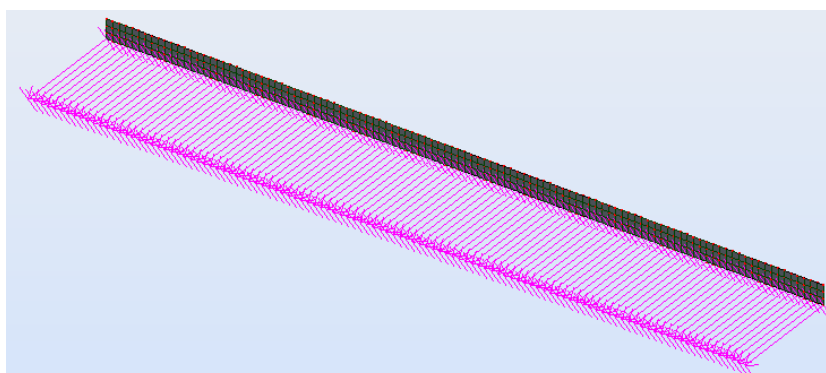
- En las **zapatas aisladas** de pilares de fundición y fábrica, se introducirá el valor que corresponda según la posición dentro del edificio y la distancia de la zapata a la medianera de la pantalla de contención.

#### **4.2.3.2.2. Modelización desplazamientos horizontales ( $\delta_h$ )**

A continuación se comenta cómo se han tenido en cuenta los desplazamientos en cada uno de los elementos que intervienen, tal y como se ha realizado en la modelización de los  $\delta_v$ .

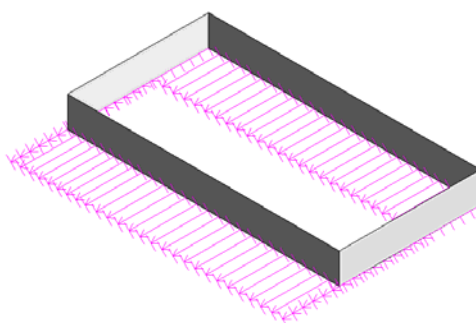
- En la **fachada principal** y en la **fachada posterior** se introduce un único valor de desplazamiento en toda su longitud al tratarse de un cimiento continuo, que sí que tendrá cierta rigidez en este sentido, y corresponderá al desplazamiento máximo debido al movimiento de la pantalla, según los valores obtenidos.

- En las **medianeras**, como pasa en los  $\delta_v$ , se introduce un solo valor en todos sus nudos para simular la deformación de éstos en su componente horizontal.



**Figura 4.2.z Asientos horizontales en las medianeras, arquetipo II**

- El **núcleo vertical** también tiene cimientos continuos que le confieren rigidez; por tanto, como en el caso anterior, se introduce un único valor de desplazamiento horizontal en todos sus puntos. Éste será el valor medio entre los pilares 3 y 4 de la viga equivalente utilizada en la obtención de resultados, ya que se encuentra situado entre estos dos puntos, y se considera que la cimentación tiene suficiente rigidez como para alcanzar un movimiento único del conjunto.

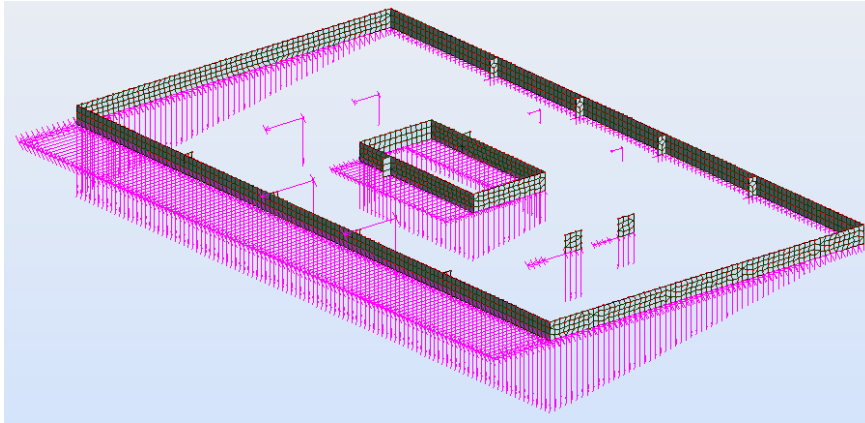


**Figura 4.2.aa Asientos horizontales en el núcleo vertical, arquetipo II**

- En las **zapatas aisladas** de pilares de fundición y fábrica, se introducirá el valor que corresponda según la posición dentro del edificio y la distancia de la zapata a la medianera de la pantalla de contención.

#### **4.2.3.2.3. Resumen de los asientos en el arquetipo II**

Así pues la introducción final de los asientos en el arquetipo II según las premisas explicadas se traduce en la figura 4.4.m:



**Figura 4.2.ab Esquema general de los asientos horizontales y verticales en el arquetipo II**

#### **4.2.3.3. ARQUETIPO III:**

En este tercer arquetipo nos encontramos con modelos que solamente cuentan con un tipo de cimentación, en este caso de zapatas aisladas, que pueden ser centradas o excéntricas, pero en ningún caso existen zapatas corridas como se ha visto en los dos arquetipos descritos hasta el momento en este apartado.

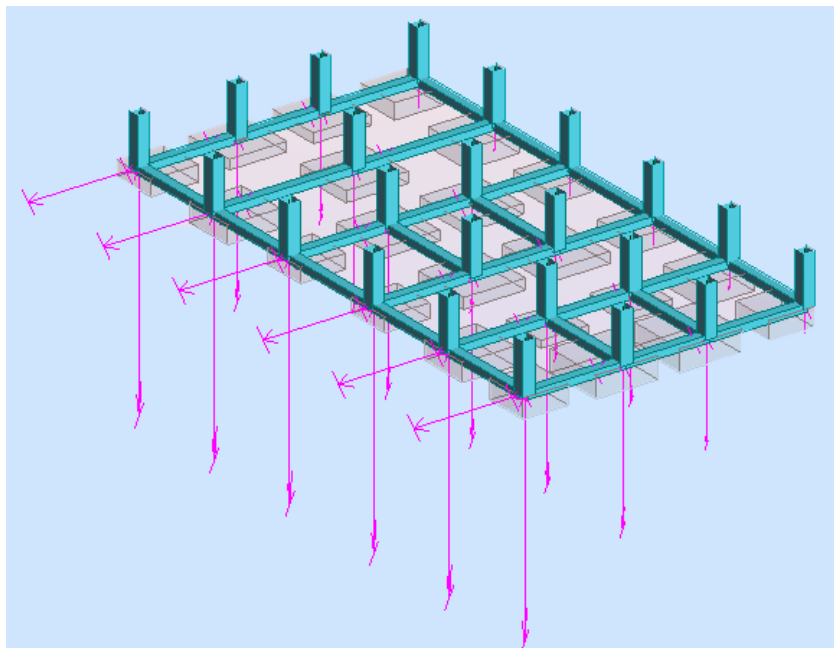
En este caso para asegurar la trabazón y rigidez de la cimentación se dispone de vigas de atado o centradoras, según sea el caso necesario, quedando así el conjunto de zapatas excéntricas del perímetro del modelo y las zapatas centradas del interior unidas entre sí.

En los arquetipos anteriores al tratarse de zapatas corridas, paralelas o perpendiculares a la pantalla, se debía introducir los desplazamientos impuestos de manera lineal teniendo en cuenta el mallado del modelo, así como la posición de la cimentación respecto la pantalla. Por ese motivo se obtenía un modo de modelización particular para cada tipo de elemento y posición.

Para modelizar los asientos en los modelos del arquetipo III bastará con aplicar el valor del asiento en cada línea de pilares directamente. Un solo desplazamiento por pilar, con sus dos componentes principales ( $\delta_v$  y  $\delta_h$ ) en cada una de las zapatas que conforman la cimentación de estos modelos.

En este caso no es necesaria ninguna interpretación de la malla ni extrapolación de los resultados.

A continuación se muestra la figura con el esquema de la introducción final de asientos en este arquetipo.



**Figura 4.2.ac Esquema introducción de asientos en el modelo de análisis del arquetipo III**

#### **4.2.3.4. ARQUETIPO IV:**

Por último tenemos un arquetipo con una cimentación totalmente diferente a las vistas hasta ahora.

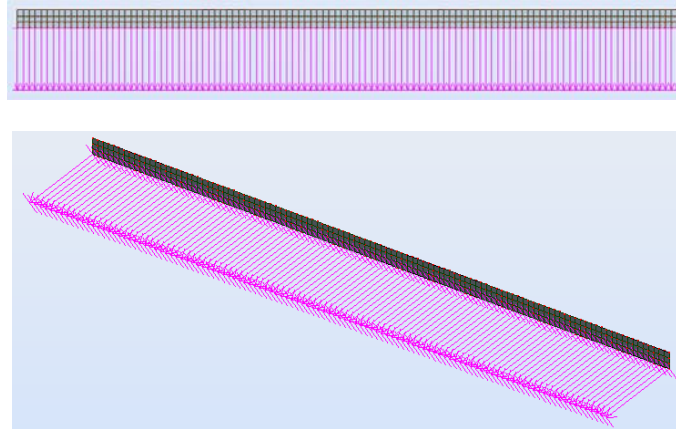
En este caso el arquetipo cuenta con una cimentación formada por una losa maciza de cimentación que confiere gran rigidez al edificio. Como se puede ver en el punto "4.1.2. *Obtención de las leyes de asientos*", el desplazamiento horizontal que experimenta es único, todo el edificio se mueve conjuntamente, y el desplazamiento vertical es lineal, pues la losa impone la deformación plana y no permite deformaciones parabólicas del terreno, girando desde el punto donde se produce el asiento mínimo.

En este caso la cimentación no se ha modelizado como losa en los modelos donde se deben introducir los desplazamientos. Los desplazamientos que se han obtenido del análisis de la viga equivalente están marcados por los 4 pilares que la conforman.

En los pilares los asientos se introducen tal como se ha explicado en el punto anterior para el arquetipo III; se impone un solo desplazamiento en el nudo final de cada pilar, teniendo en cuenta las dos componentes de éste.

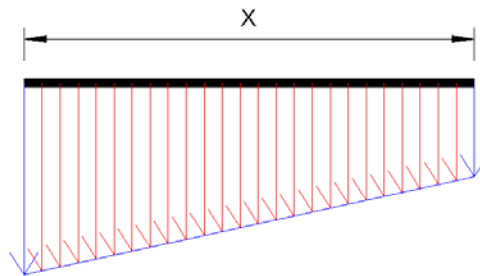
En el caso de los muros pantalla, volvemos a discernir entre la posición que ocupan respecto la pantalla.

En el caso de los muros paralelos a la pantalla se introducirán los desplazamientos en cada uno de los puntos del mallado en contacto con la losa, y todos ellos con el mismo valor, el correspondiente según la línea de pilares a la que pertenezca el muro.



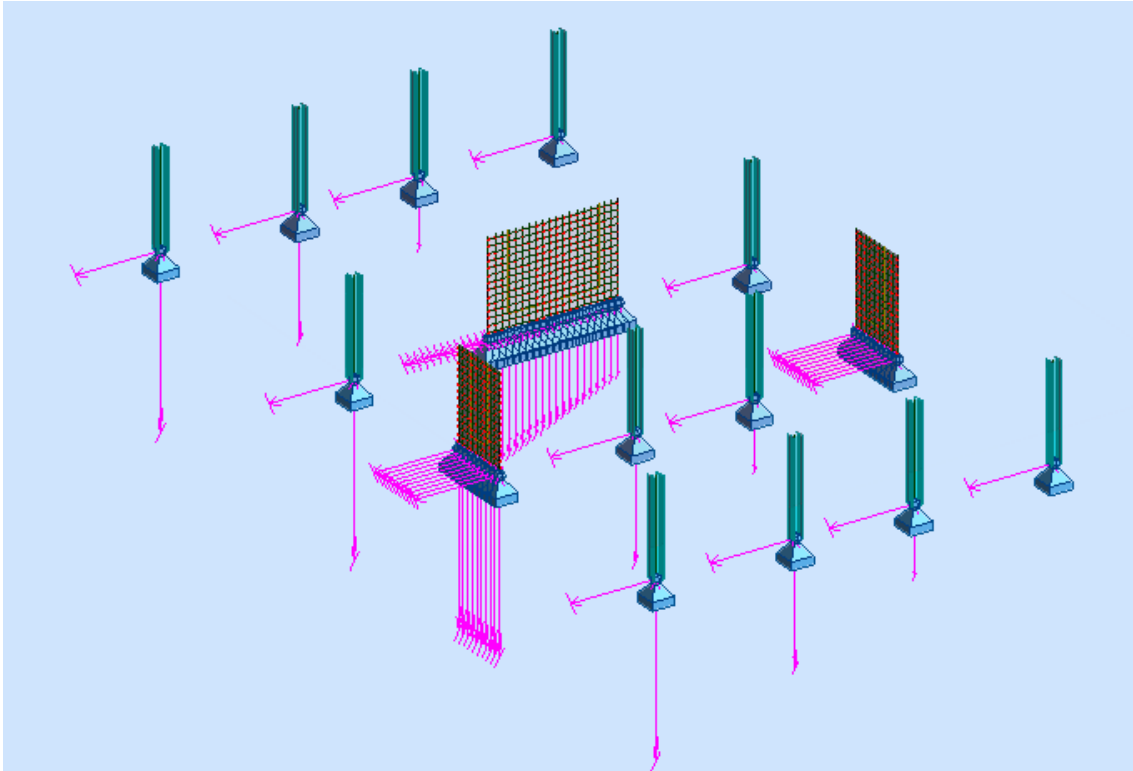
**Figura 4.2.ad Esquema desplazamiento muro paralelo**

Para los muros perpendiculares a la pantalla se realizará la misma operación que en los arquetipos I y II. Se extrapola los desplazamientos de forma lineal entre los nudos que conformen la base del muro, y respetando la relación entre los desplazamientos conocidos, como muestra la figura siguiente:



**Figura 4.2.ae Esquema obtención valores desplazamiento puntos intermedios**

Así pues, la introducción de los asientos en el arquetipo IV, según las premisas explicadas, se traduce en la imagen siguiente:



**Figura 4.2.af Esquema introducción asientos en el modelo de análisis del arquetipo IV**



### 4.3. RESULTADOS DEL ANÁLISIS

A continuación se muestran los resultados obtenidos de simular los asentamientos pertinentes a cada uno de los modelos del arquetipo III. Para ello y a su vez poder verificar las gráficas de daño particular se han comprobado en cada modelo 18 combinaciones de distorsión angular y distorsión lineal, los cuales se encuentran marcados en los gráficos expuestos en el punto “4.1.6 Comprobación gráficos sensibilidad”.

#### 4.3.1. MODELO II.3

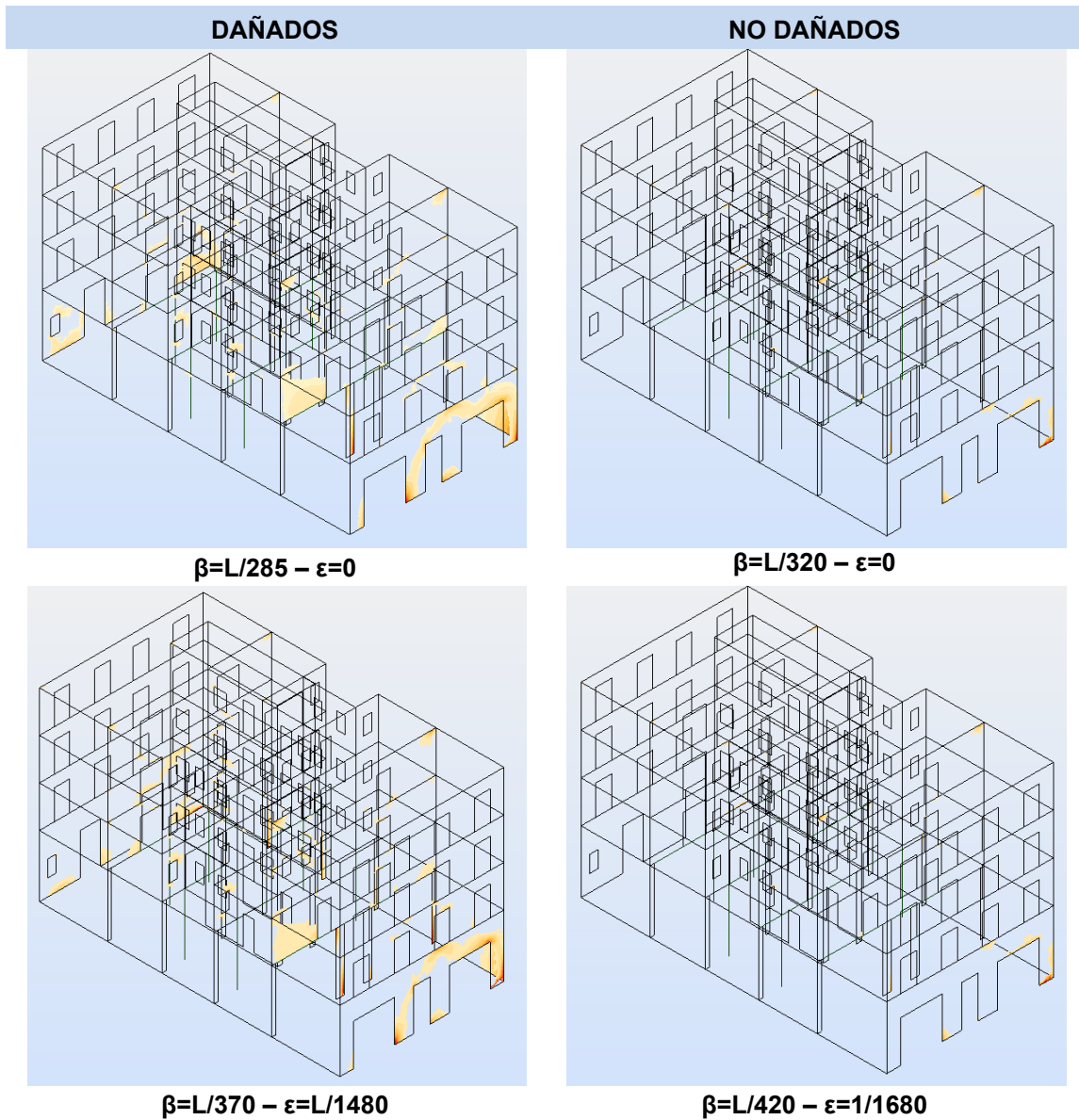
Se ha podido comprobar cómo en los 18 casos analizados para el arquetipo II.3, se cumplen los resultados esperados, corroborando la zona de seguridad establecida para este caso.

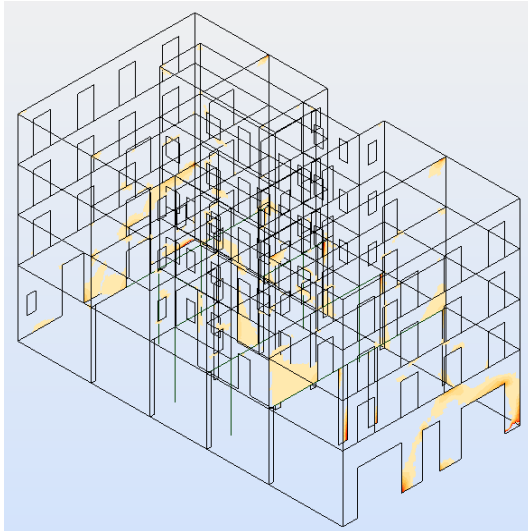
caso	$\alpha$	$\beta$	$\epsilon$	comprobación
1	0,00	L/285	0	daño
2	0,00	L/320	0	no daño
3	0,25	L/370	L/1480	daño
4	0,25	L/420	L/1680	no daño
5	0,50	L/475	L/950	daño
6	0,50	L/545	L/1090	no daño
7	0,75	L/585	L/780	daño
8	0,75	L/675	L/900	no daño
9	1,00	L/705	L/705	daño
10	1,00	L/825	L/825	no daño
11	1,30	L/880	L/675	daño
12	1,30	L/1030	L/790	no daño
13	1,95	L/1235	L/635	daño
14	1,95	L/1455	L/745	no daño
15	4,00	L/2450	L/610	daño
16	4,00	L/2890	L/725	no daño
17	infinito	0	L/605	daño
18	infinito	0	L/715	no daño

Tabla 4.3. a Relaciones  $\alpha$  arquetipo II.3 y comprobaciones

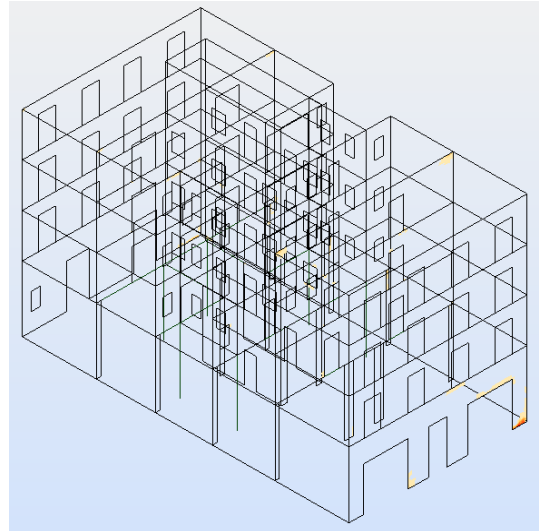
A continuación se muestran las imágenes modelos realizados para cada caso según la tabla anterior.

En la columna de la izquierda se sitúan los modelos que padecen daño tras la aplicación de los asentamientos, y en la derecha los modelos en los que no se aprecian daños estructurales.

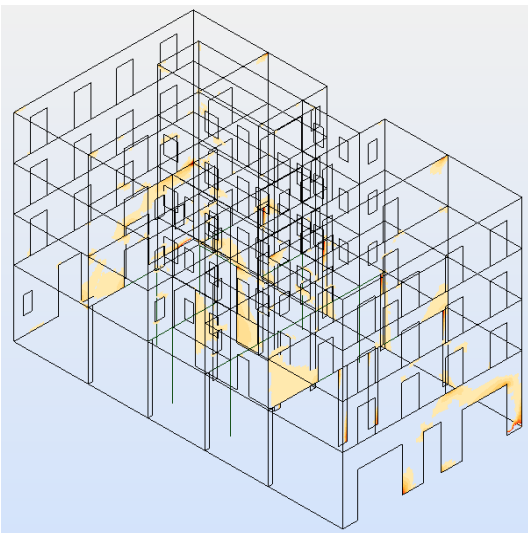




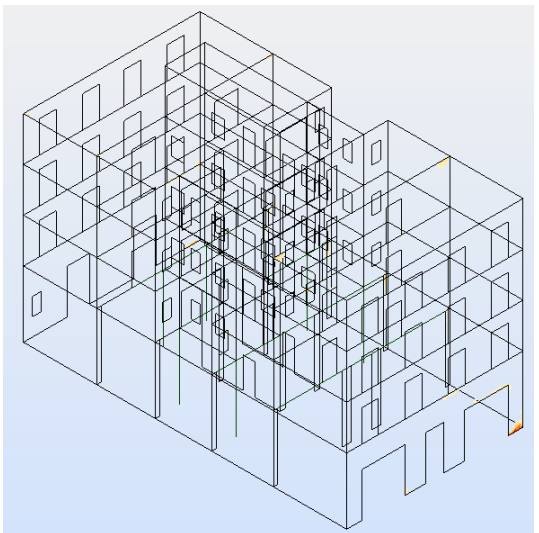
$\beta=L/475 - \epsilon=L/950$



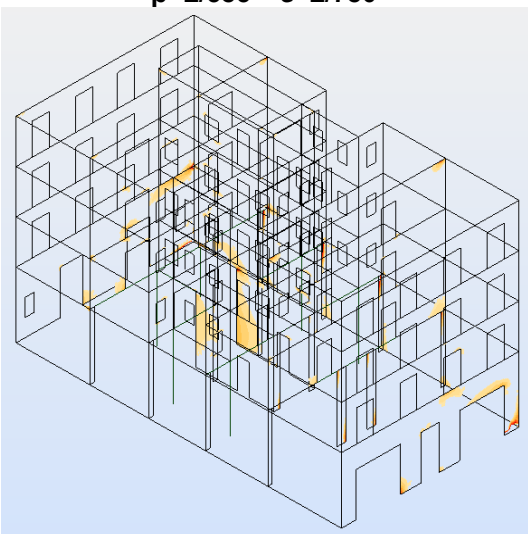
$\beta=L/545 - \epsilon=L/1090$



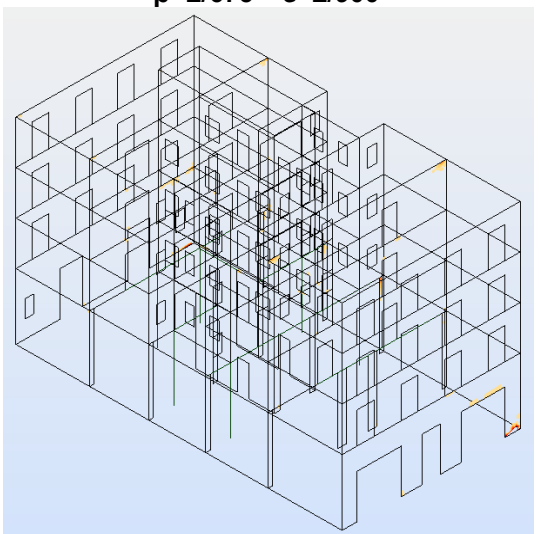
$\beta=L/585 - \epsilon=L/780$



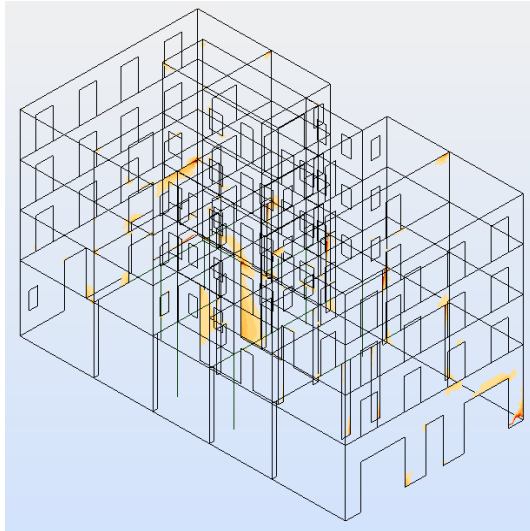
$\beta=L/675 - \epsilon=L/900$



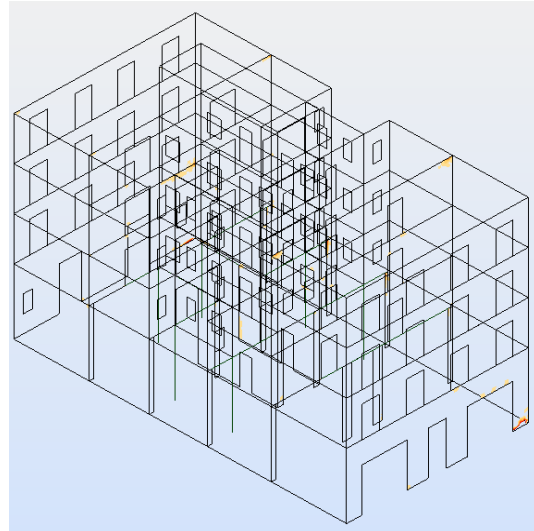
$\beta=L/705 - \epsilon=L/705$



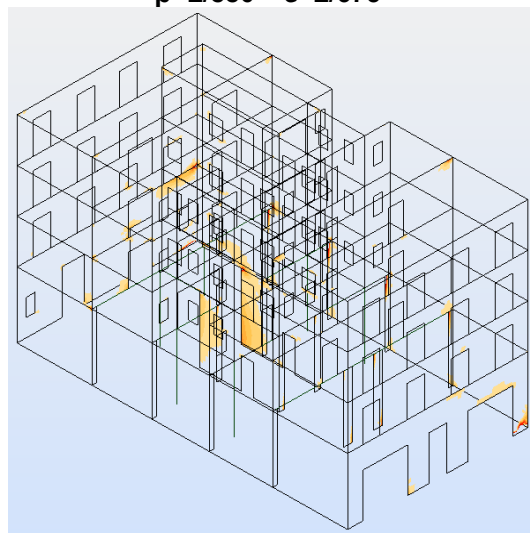
$\beta=L/825 - \epsilon=L/825$



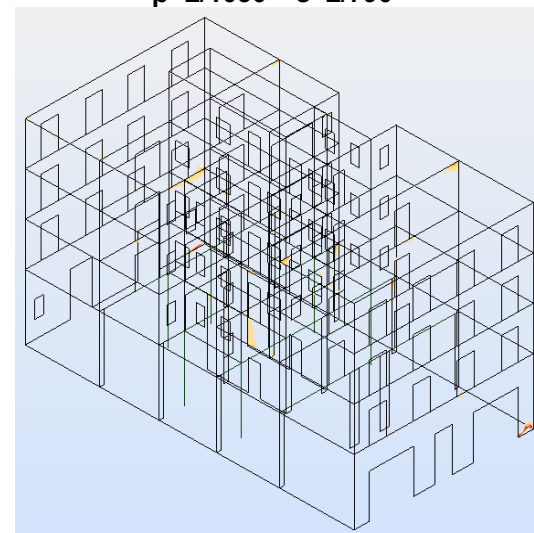
$\beta=L/880 - \epsilon=L/675$



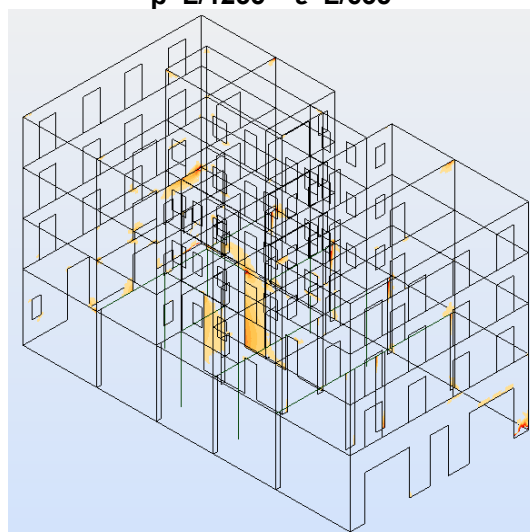
$\beta=L/1030 - \epsilon=L/790$



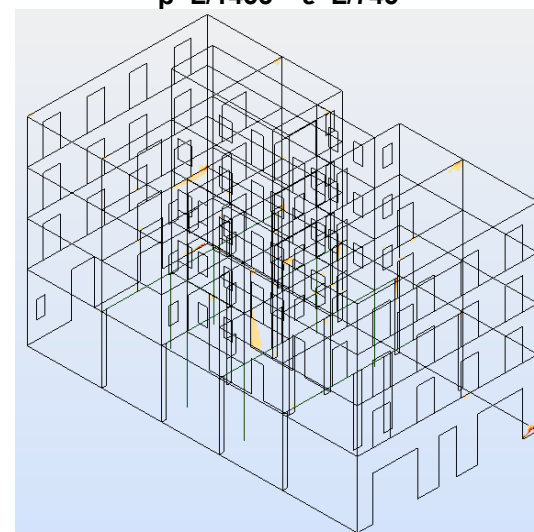
$\beta=L/1235 - \epsilon=L/635$



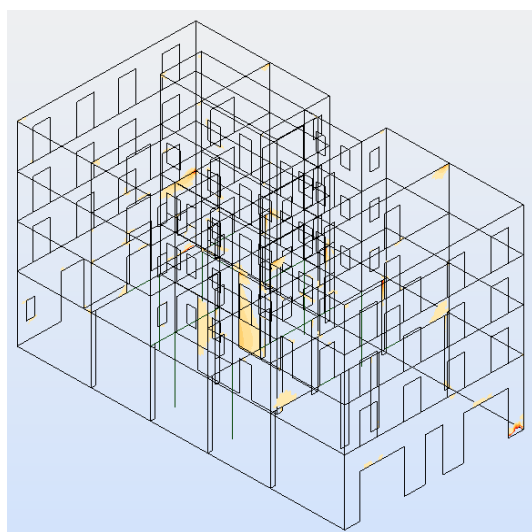
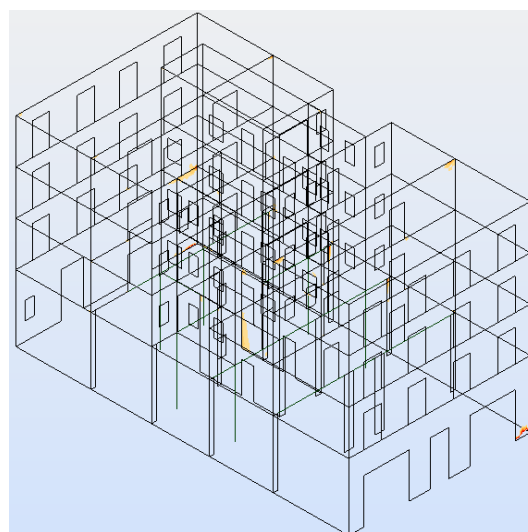
$\beta=L/1455 - \epsilon=L/745$



$\beta=L/2450 - \epsilon=L/610$



$\beta=L/2890 - \epsilon=L/725$


 $\beta=0 - \epsilon=L/605$ 

 $\beta=0 - \epsilon=L/715$ 

### 4.3.2. MODELO II.5

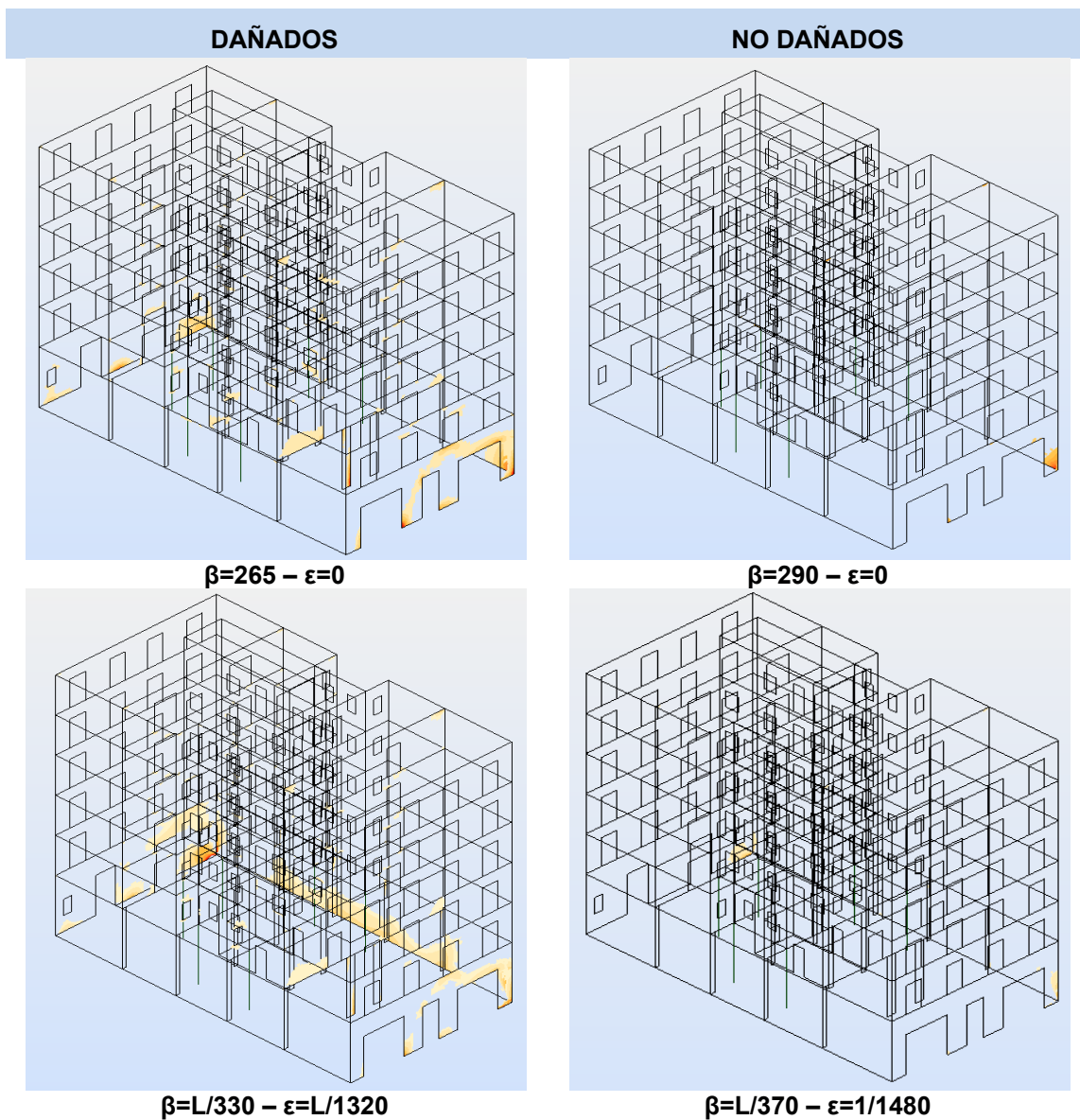
Se ha podido comprobar cómo en los 18 casos analizados para el arquetipo II.5, se cumplen los resultados esperados, corroborando la zona de seguridad establecida para este caso.

caso	$\alpha$	$\beta$	$\epsilon$	comprobación
1	0,00	L/265	0	daño
2	0,00	L/290	0	no daño
3	0,25	L/330	L/1320	daño
4	0,25	L/370	L/1480	no daño
5	0,50	L/430	L/860	daño
6	0,50	L/490	L/980	no daño
7	0,75	L/545	L/725	daño
8	0,75	L/625	L/835	no daño
9	1,00	L/675	L/675	daño
10	1,00	L/785	L/785	no daño
11	1,30	L/940	L/725	daño
12	1,30	L/1000	L/770	no daño
13	1,95	L/1225	L/630	daño
14	1,95	L/1425	L/735	no daño
15	4,00	L/2450	L/610	daño
16	4,00	L/2840	L/710	no daño
17	infinito	0	L/605	daño
18	infinito	0	L/715	no daño

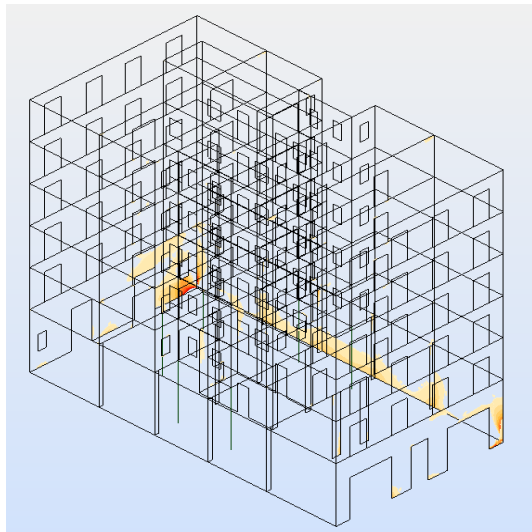
Tabla 4.3.b Relaciones  $\alpha$  arquetipo II.5 y comprobaciones

A continuación se muestran las imágenes modelos realizados para cada caso según la tabla anterior.

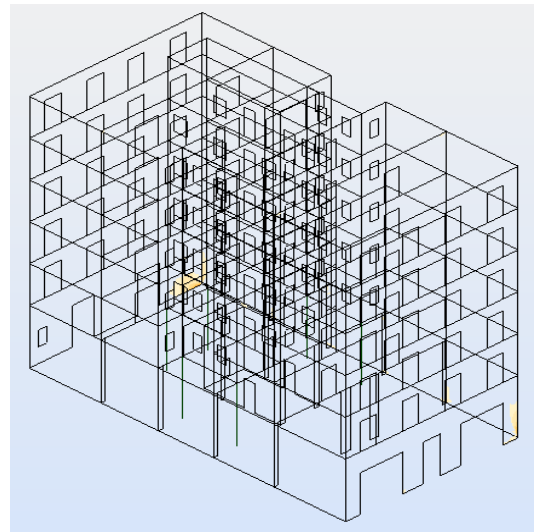
Como en el caso anterior, la columna de la izquierda se sitúan los modelos que padecen daño tras la aplicación de los asentamientos, y en la derecha los modelos en los que no se aprecian daños estructurales.



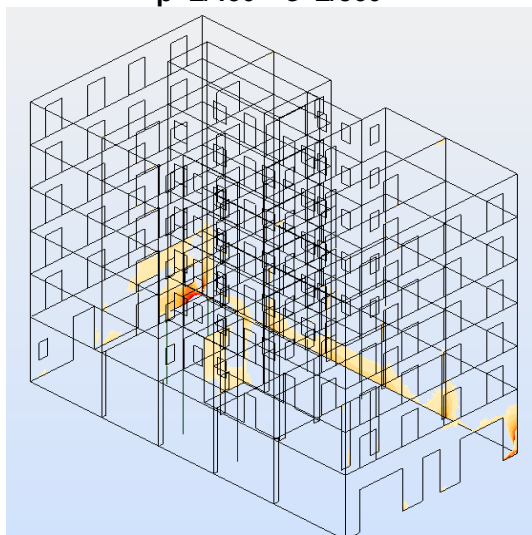




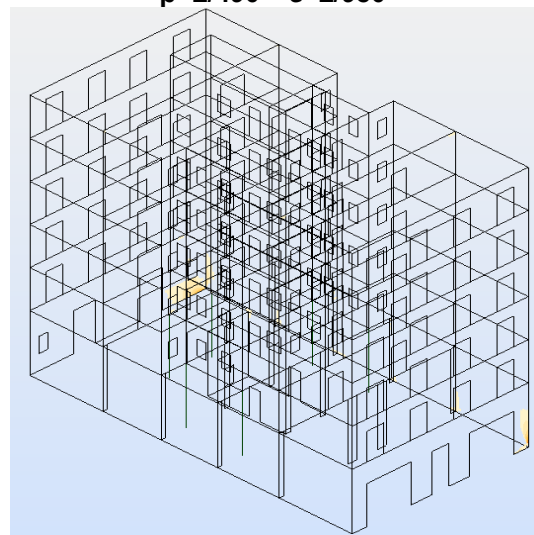
$\beta=L/430 - \epsilon=L/860$



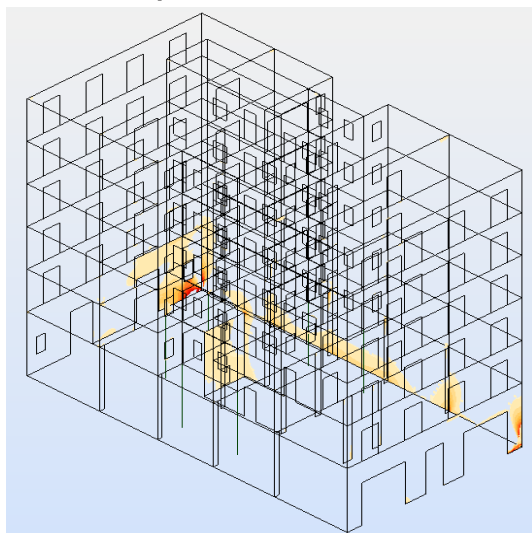
$\beta=L/490 - \epsilon=L/980$



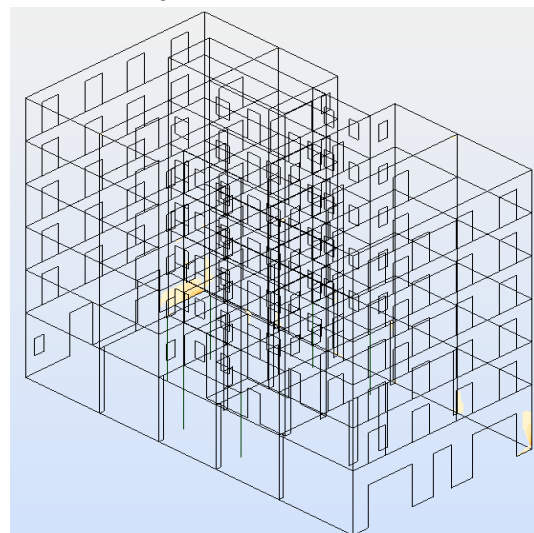
$\beta=L/545 - \epsilon=L/725$



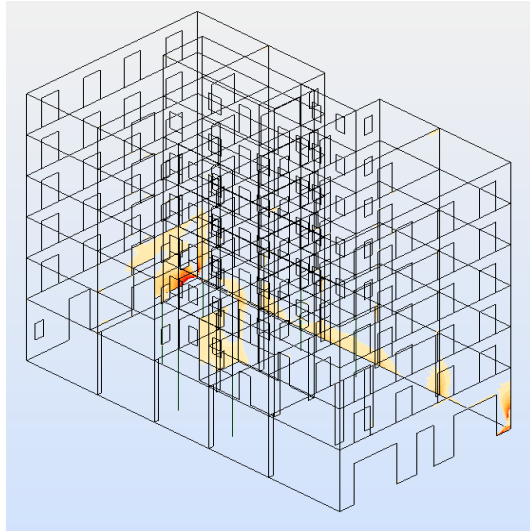
$\beta=L/625 - \epsilon=L/835$



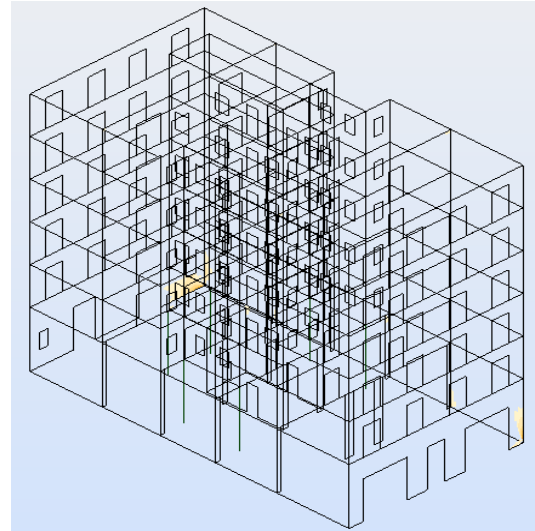
$\beta=L/675 - \epsilon=L/675$



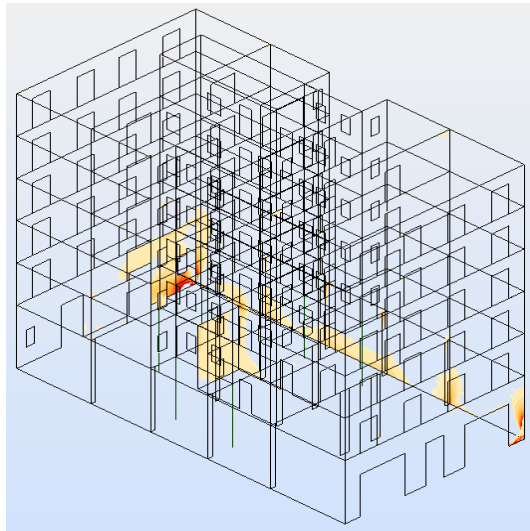
$\beta=L/785 - \epsilon=L/785$



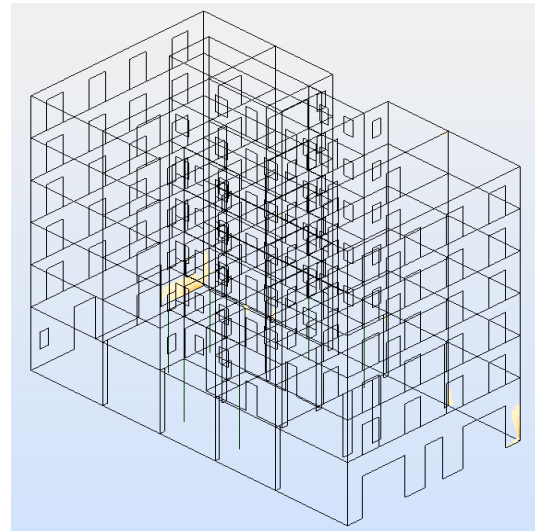
$\beta=L/940 - \epsilon=L/725$



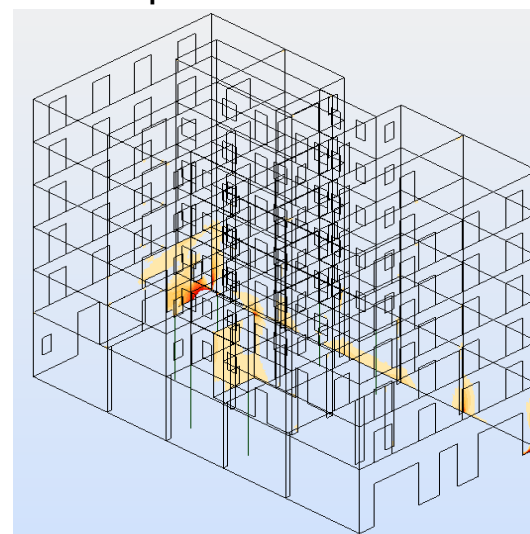
$\beta=L/1000 - \epsilon=L/770$



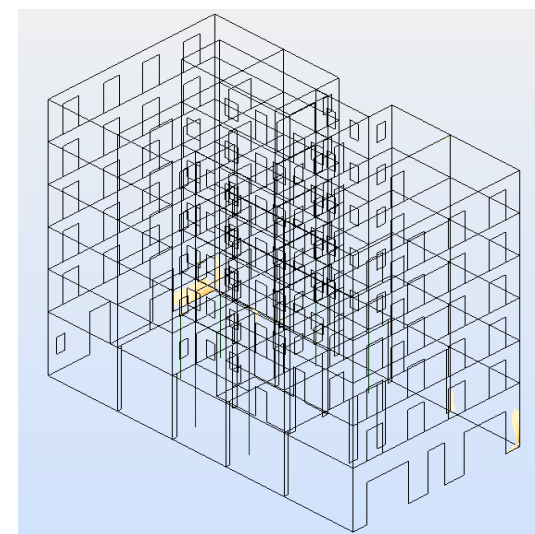
$\beta=L/1225 - \epsilon=L/630$



$\beta=L/1425 - \epsilon=L/735$

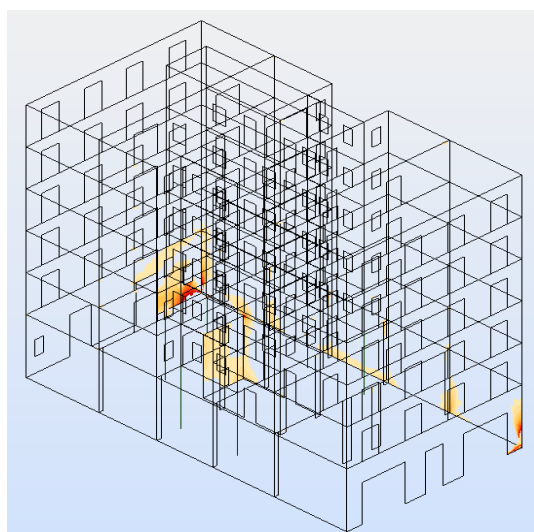
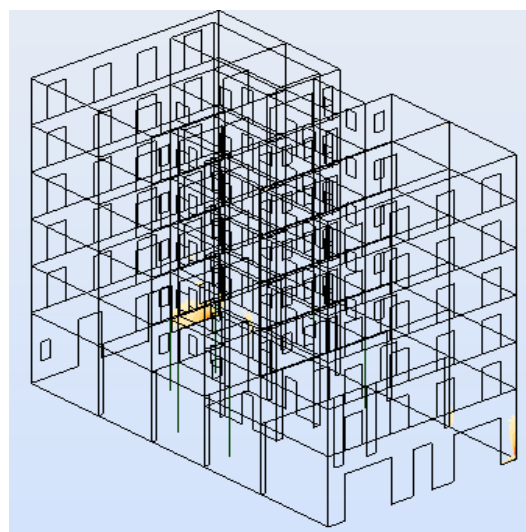


$\beta=L/2450 - \epsilon=L/610$



$\beta=L/2840 - \epsilon=L/710$



 $\beta=0 - \epsilon=L/605$  $\beta=0 - \epsilon=L/715$ 

### 4.3.3. MODELO II.7

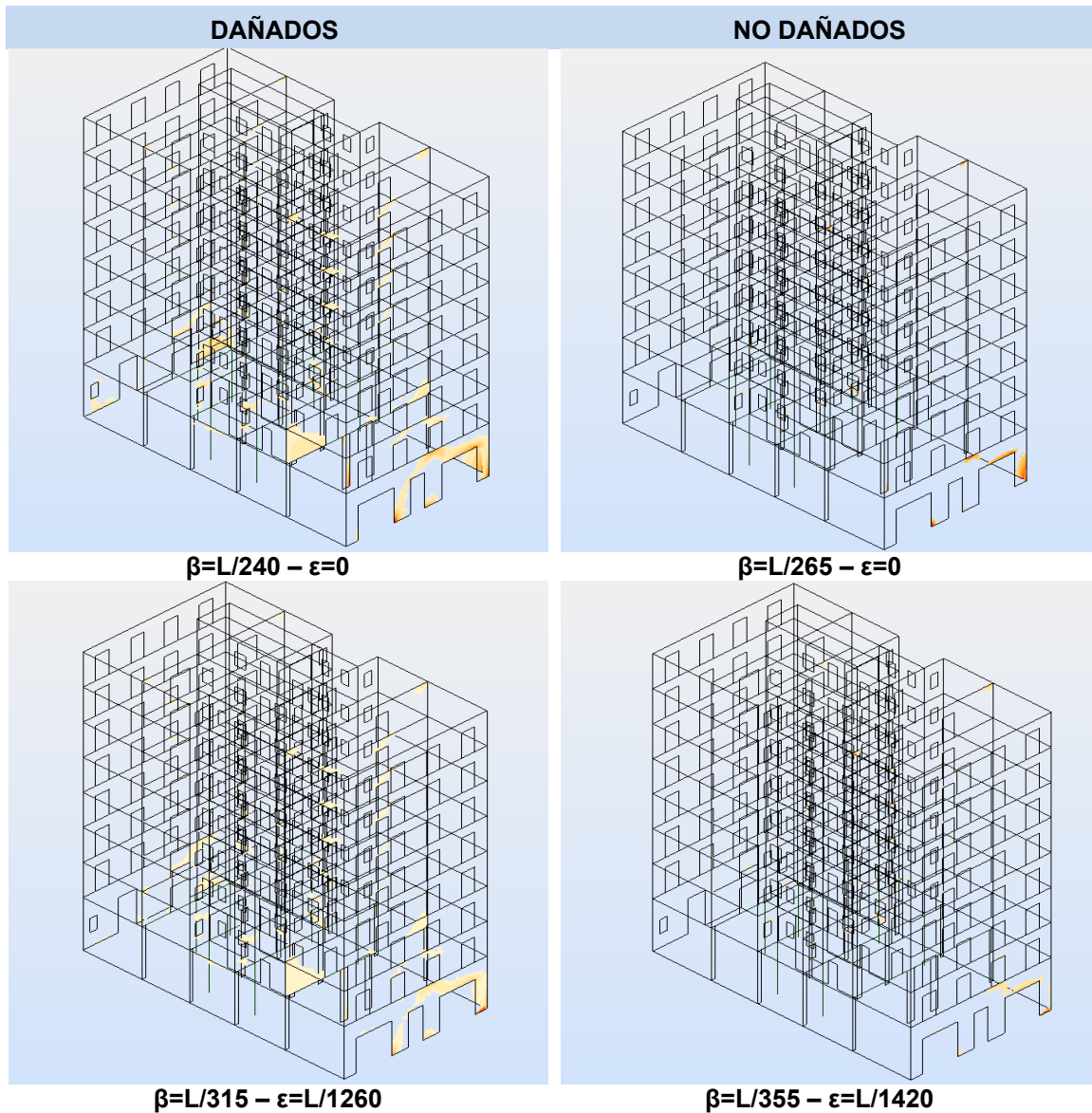
Se ha podido comprobar cómo en los 18 casos analizados para el arquetipo II.7, se cumplen los resultados esperados, corroborando la zona de seguridad establecida para este caso.

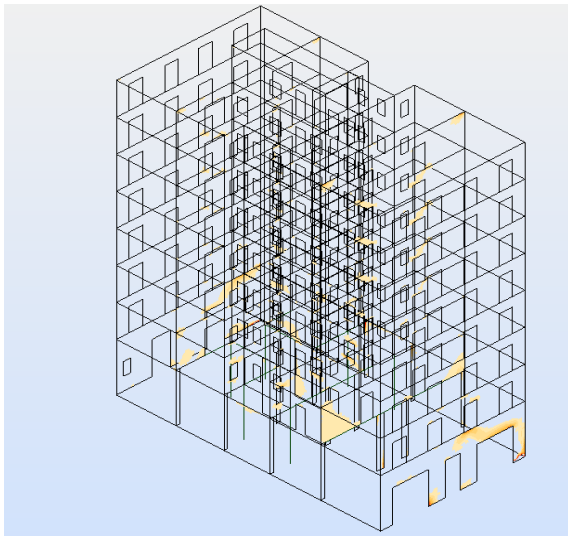
caso	$\alpha$	$\beta$	$\epsilon$	comprobación
1	0,00	L/240	0	daño
2	0,00	L/265	0	no daño
3	0,25	L/315	L/1260	daño
4	0,25	L/355	L/1420	no daño
5	0,50	L/420	L/840	daño
6	0,50	L/480	L/960	no daño
7	0,75	L/535	L/715	daño
8	0,75	L/615	L/820	no daño
9	1,00	L/665	L/665	daño
10	1,00	L/770	L/770	no daño
11	1,30	L/850	L/655	daño
12	1,30	L/985	L/760	no daño
13	1,95	L/1225	L/630	daño
14	1,95	L/1425	L/735	no daño
15	4,00	L/2450	L/610	daño
16	4,00	L/2840	L/710	no daño
17	infinito	0	L/605	daño
18	infinito	0	L/715	no daño

Tabla 4.3.c Relaciones  $\alpha$  arquetipo II.7 y comprobaciones

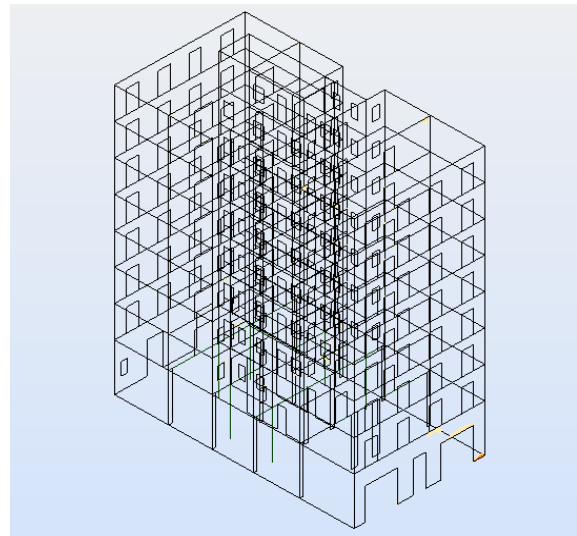
A continuación se muestran las imágenes modelos realizados para cada caso según la tabla anterior.

Como en el caso anterior, la columna de la izquierda se sitúan los modelos que padecen daño tras la aplicación de los asentamientos, y en la derecha los modelos en los que no se aprecian daños estructurales.

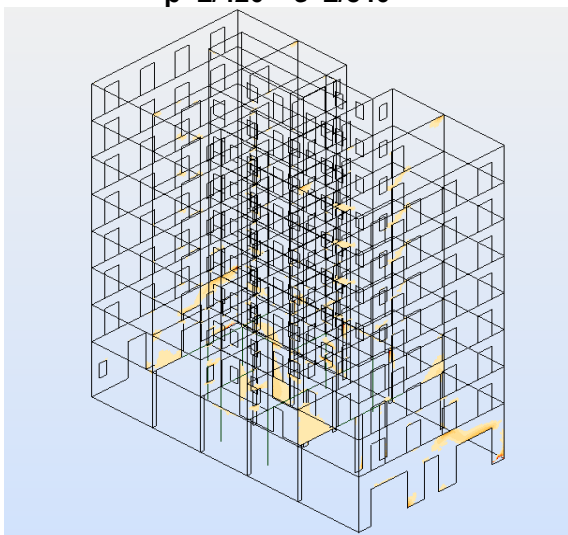




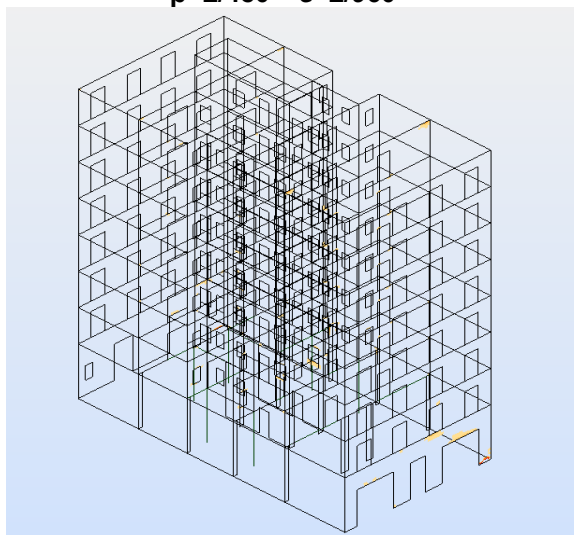
$\beta=L/420 - \epsilon=L/840$



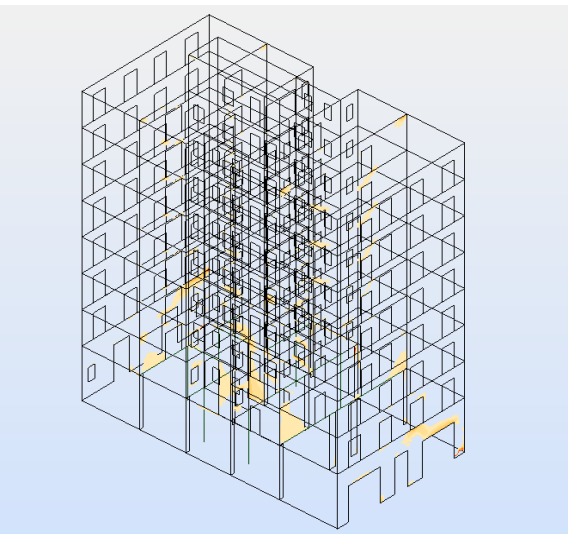
$\beta=L/480 - \epsilon=L/960$



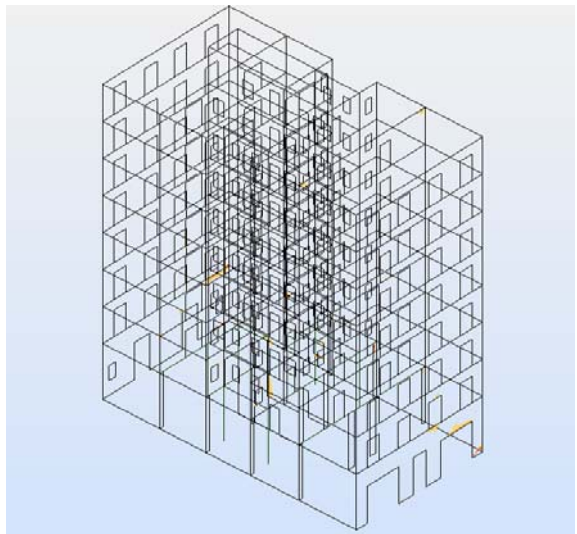
$\beta=L/535 - \epsilon=L/715$



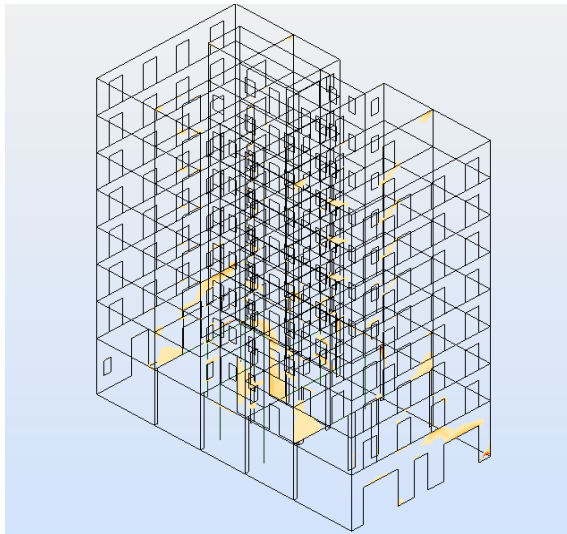
$\beta=L/615 - \epsilon=L/820$



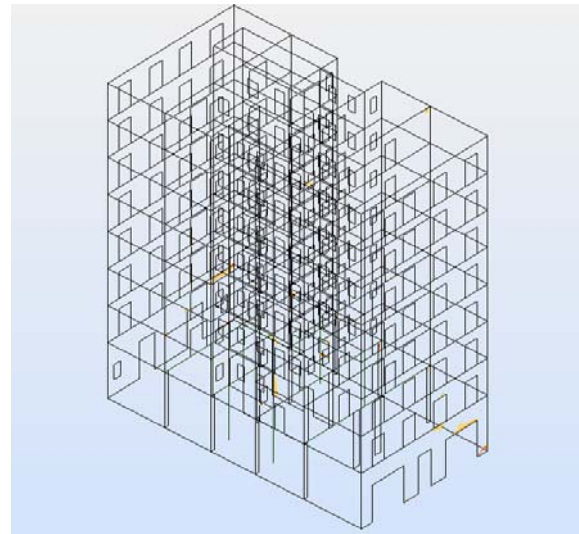
$\beta=L/665 - \epsilon=L/665$



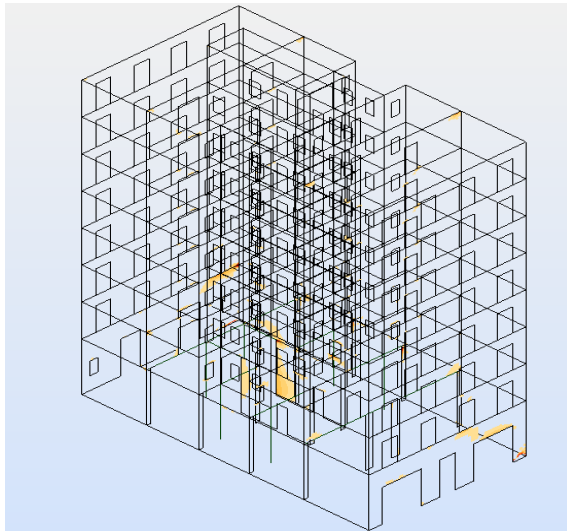
$\beta=L/770 - \epsilon=L/770$



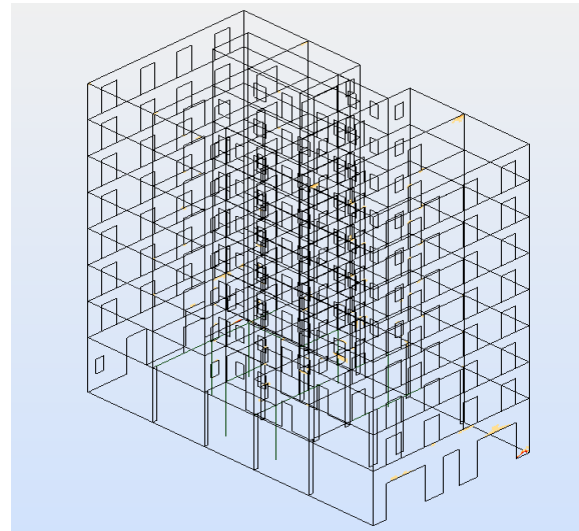
$\beta=L/855 - \epsilon=L/655$



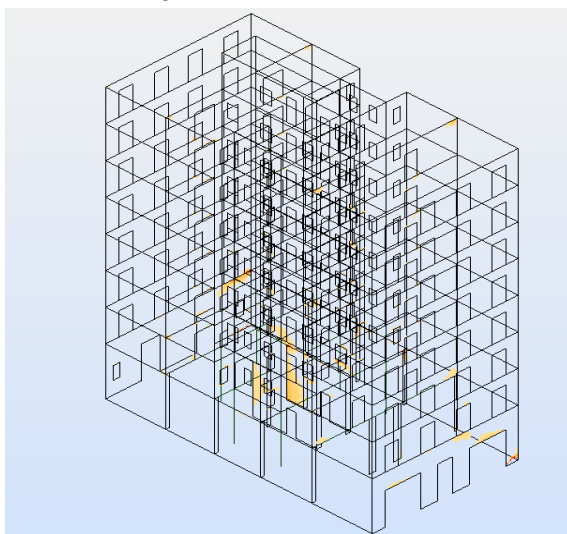
$\beta=L/985 - \epsilon=L/760$



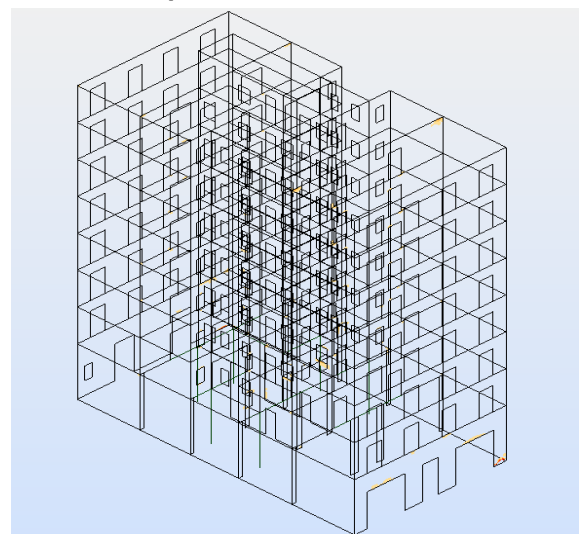
$\beta=L/1225 - \epsilon=L/630$



$\beta=L/1425 - \epsilon=L/735$

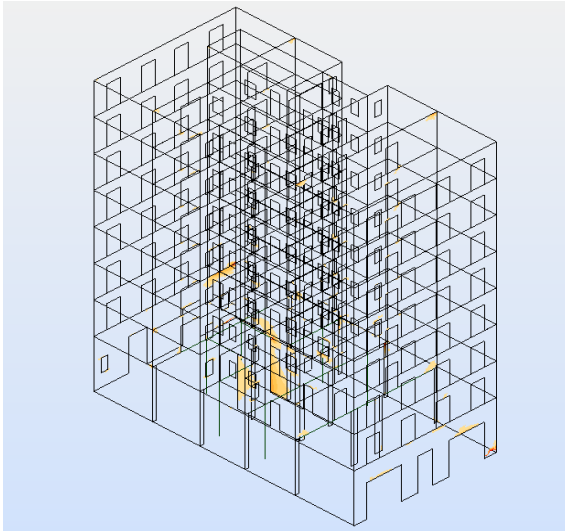


$\beta=L/2450 - \epsilon=L/610$

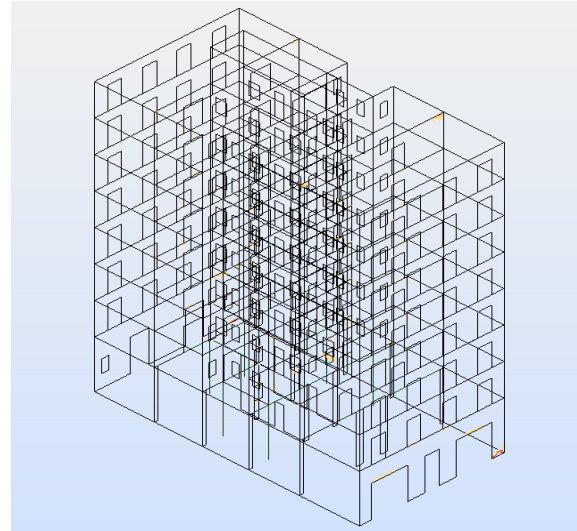


$\beta=L/2840 - \epsilon=L/710$





$\beta=0 - \epsilon=L/605$



$\beta=0 - \epsilon=L/715$



**CAPÍTULO V**  
**CONCLUSIONES PARTICULARES**





## CAPÍTULO V – CONCLUSIONES PARTICULARES

<b>5.CONCLUSIONES PARTICULARES.....</b>	<b>323</b>
<b>5.1. generalización de LOS GRÁFICOS DE BURLAND (1977) Y Boscardin &amp; Cording (1989) .....</b>	<b>324</b>
<b>5.2. sensibilidad de daño según arquetipo .....</b>	<b>325</b>
<b>5.3. Sensibilidad del daño según altura .....</b>	<b>326</b>
<b>5.4. resumen.....</b>	<b>327</b>



## 5. CONCLUSIONES PARTICULARES

Llegados a este punto, tras el análisis realizado a los tres modelos del arquetipo II denominados modelo II.3, modelo II.5 y modelo II.7, se pueden extraer las conclusiones que se desarrollaran en los siguientes puntos del capítulo.

Como en el primer libro de la tesis, en este capítulo se enunciarán las conclusiones relacionadas con el tema central que se describe, en este caso los edificios vecinos y sus afectaciones.

Se recuerda que el análisis que se ha efectuado es sobre edificios de paredes de carga de obra de fábrica característicos del siglo XIX. Los estudios realizados por los autores mencionados en esta tesis se basan en esta misma tipología.

En el análisis realizado solamente varía el número de plantas del edificio, por lo tanto la relación L/H, que se ve modificada respecto a los estudios previos.

No se realiza ninguna variación de los materiales utilizados por los autores. De esta forma se mantiene la relación  $E/G=2,6$  propuesta en sus estudios.

### **5.1. GENERALIZACIÓN DE LOS GRÁFICOS DE BURLAND (1977) Y BOSCARDIN & CORDING (1989)**

En primer lugar, se pretendía comprobar si los gráficos propuestos por Burland (1977) y Boscardin & Cording (1989), hasta el momento utilizados como base para la determinación del daño, son adecuados.

Como se ha podido corroborar en el punto “4.1.5. *Generación de los gráficos particulares*”, los gráficos propuestos por los autores son viables y correctos para edificios con proporción  $L/H=1$ , o muy similar, y una relación  $E/G=2,6$ . Estas relaciones pertenecen a edificios de obra de fábrica de PB+3, que en este caso, se corresponden con el modelo II.3 de esta tesis.

La generalización de los gráficos de Burland y Boscardin & Cording se han llevado a cabo, también, en este punto de la tesis, llegándose a obtener los diagramas particulares para cada uno de los arquetipos descritos en la tesis.

Por otro lado, se ha podido comprobar que los gráficos resultantes difieren del original, con diferencias sustanciales de hasta el 40% de error por exceso o por defecto.

## 5.2. SENSIBILIDAD DE DAÑO SEGÚN ARQUETIPO

Partiendo del análisis de la generalización de los gráficos de los autores se han generado los gráficos para cada arquetipo.

Se ha podido comprobar que modificando los parámetros materiales según cada arquetipo, sin variación de los condicionantes geométricos L/H, se obtienen gráficos distintos para cada uno de ellos.

Al introducir las distintas sensibilidades, variando la relación E/G, los gráficos se ven modificados en ambos parámetros  $\beta$  y  $\varepsilon_h$ .

Estos parámetros  $\beta$  y  $\varepsilon_h$  son propuestos en esta tesis como nuevos valores a tener en cuenta para futuras investigaciones.

	$\varepsilon_h$	$\beta$
ARQUETIPO I	$1,10 \times 10^{-3}$	$2,90 \times 10^{-3}$
ARQUETIPO II	$1,50 \times 10^{-3}$	$3,33 \times 10^{-3}$
ARQUETIPO III	$1,90 \times 10^{-3}$	$4,50 \times 10^{-3}$
ARQUETIPO IV	$3,10 \times 10^{-3}$	$6,90 \times 10^{-3}$

Tabla 5.2. a Distorsiones resultantes según arquetipo

En definitiva, se ha podido comprobar que a mayor sensibilidad del edificio, más reducido es el gráfico obtenido y viceversa.

Por lo tanto, por un lado se obtienen categorías de daño elevadas con relaciones  $\beta$  y  $\varepsilon_h$  reducidas (Arquetipo I) y al revés, categorías de daño bajas se producen con relaciones  $\beta$  y  $\varepsilon_h$  elevadas (Arquetipo IV).

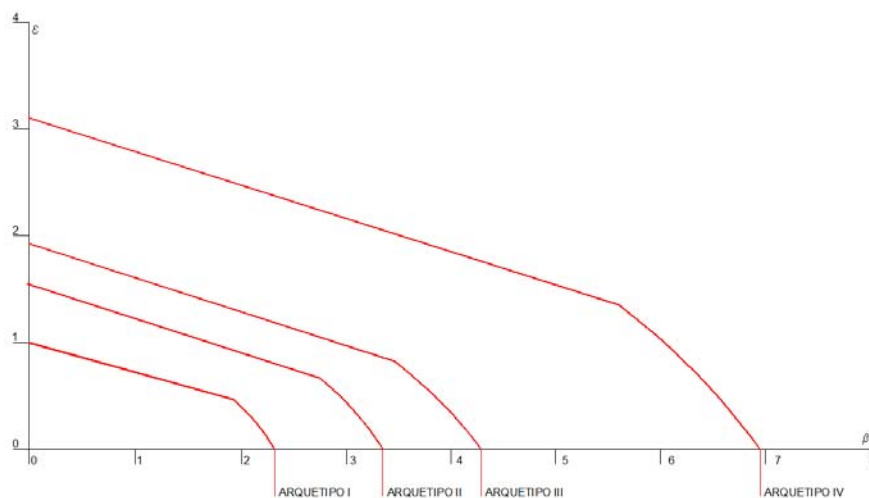


Figura 5.2.a Comparación curvas daño distintos arquetipos.

### 5.3. SENSIBILIDAD DEL DAÑO SEGÚN ALTURA

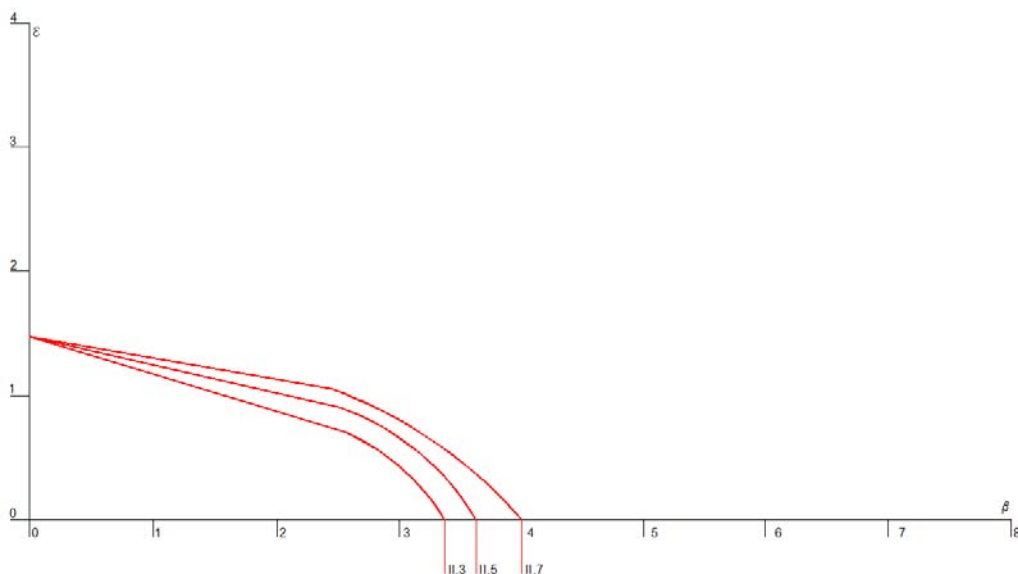
En relación al comportamiento de los modelos cuando se varia la altura, modificando la relación L/H y manteniendo E/G, también se aprecian diferencias en los gráficos de sensibilidad obtenidos.

Partiendo del mismo valor límite de distorsión lineal ( $\epsilon_h$ ), en todos ellos, se puede observar como el gráfico se desplaza alcanzando valores de distorsión angular ( $\beta$ ) mayores.

	$\epsilon_h$	$\beta$
<b>MODELO II.3</b>	$1,50 \times 10^{-3}$	$3,33 \times 10^{-3}$
<b>MODELO II.5</b>	$1,50 \times 10^{-3}$	$3,60 \times 10^{-3}$
<b>MODELO II.7</b>	$1,50 \times 10^{-3}$	$4,00 \times 10^{-3}$

**Tabla 5.3.a Distorsiones resultantes según modelo de un mismo arquetipo**

Al aumentar la altura se disminuye la relación L/H, confiriendo más rigidez al edificio, y los daños se producen con asentamientos mayores tal como se muestra en la figura siguiente:



**Figura 5.3.a Comparación curvas daño distintos modelos de un mismo arquetipo**

#### **5.4. RESUMEN**

Con los puntos expuestos anteriormente se demuestra que los gráficos de Burland y Boscardin & Cording son aplicables a un tipo muy concreto de edificio, ya sea por su material o su geometría, siendo poco adecuados para otro tipo de edificación.

El uso de los gráficos originales propuestos por los autores, sin modificar los parámetros característicos de cada edificio, pueden llegar a generar errores de categorización importantes.

Estos errores pueden inducir a que en edificios más sensibles que la tipología básica, relaciones distintas a  $L/H=1$  y  $E/G=2,6$ , sean infravalorados o en el caso contrario, edificios con menor sensibilidad se vean sobredimensionados.

Por este motivo, se propone seguir la misma formulación inicial, establecida por los autores, para la obtención del gráfico particular de cada uno de los edificios que se pretenda analizar y así garantizar una mayor aproximación a la realidad.





## **CONCLUSIONES GENERALES**



## CONCLUSIONES GENERALES

Retomando el objetivo principal de la tesis, definir con claridad las leyes de comportamiento del problema global de la contención urbana y la relación con los edificios vecinos, y tras el trabajo realizado se llega a las siguientes conclusiones.

1. La tesis verifica, en el Libro I, que las metodologías que se utilizan actualmente para el cálculo de las estructuras de contención urbana están lejos de ser las más optimizadas.

Las metodologías actuales sobredimensionan en muchos casos estos sistemas de contención produciendo, por lo tanto, encarecimientos importantes de las obras. Aunque también se puede dar el caso contrario, mucho menos numerosos, en que siguiendo estas metodologías se infradimensionan los elementos provocando inseguridad estructural.

Se comprueba que la metodología utilizada se puede mejorar para obtener resultados más ajustados.

2. También se verifica, en este caso en el Libro II, que los gráficos utilizados para el estudio de la sensibilidad al daño tampoco llegan a corresponderse con la realidad edificada, comprobando que hay varios arquetipos fuera de su alcance.

Este hecho puede llegar a producir daños de gran impacto social en edificios del entorno inmediato a la contención ejecutada.

3. Estos dos factores producen una situación de doble inseguridad, con la incertidumbre de los métodos actuales y la afectación social que se puede llegar a producir.
4. En este sentido la tesis propone una mejora de la metodología a seguir para la ejecución de una contención dentro de un entorno urbano y así llegar a un diseño de ésta con un nivel de optimización mucho mayor.

La propuesta de mejora del planteamiento es doble, como doble es la problemática observada.

5. Por un lado, se propone la mejora del comportamiento de la pantalla incrementando la precisión de los modelos de cálculo y a la vez concretar una mejor definición de la rigidez del conjunto analizado.
6. Por otro lado, se propone evolucionar los gráficos de sensibilidad actuales, adaptándolos con más precisión a los parámetros fundamentales que definen la sensibilidad del edificio, esbeltez (L/H), rigidez e incluso los procesos de rotura específicos para cada uno de los arquetipos.
7. La tesis demuestra que compaginando estas dos líneas de evolución se pueden producir avances muy considerables en la mejora del problema inicial.

## LÍNEAS DE CONTINUIDAD

El ámbito que abarca la tesis es muy amplio, y aunque la tesis es considerablemente extensa, no ha llegado a abordar todas las líneas de investigación que se han ido planteando en su desarrollo.

Así pues, se proponen las siguientes líneas de continuidad:

1. En particular, respecto el Libro I, se debería profundizar en la definición de la rigidez global del sistema, que el trabajo actual presenta de una forma desacoplada.

Sería muy interesante resolver el planteamiento de una manera global y única.

2. Respecto al Libro II, se ha remarcado que el análisis se ha realizado solamente para uno de los arquetipos, el más conocido, el edificio del siglo XIX pero que no se ha desarrollado para los otros arquetipos.

Sería una interesante línea de investigación analizar el comportamiento de los arquetipos III y IV, que sería una evolución relativamente sencilla.

También se podría llevar a cabo el estudio del arquetipo I, en este caso, tarea algo más complicada.

3. Otra posible línea de continuidad, ésta aplicable a los dos libros, sería considerar el comportamiento de la pantalla en 3 dimensiones y aplicar esos resultados a los modelos utilizados.

Sería una evolución del trabajo mucho más cercana a la realidad habitual en el ámbito urbano, dónde se dan deformaciones sin ejes de simetría y con ciertas componentes diagonales no contempladas en este trabajo.



## **BIBLIOGRAFÍA**





**BIBLIOGRAFIA GENERAL**

- [1] ALONSO, E. *Ingeniería del terreno*: *ingeoter 7 - Capítulo: Las catástrofes y el progreso de la geotecnia*. 1a ed. Madrid: U.P.M., 2006.
- [2] CALAVERA RUIZ, José. *Cálculo de estructuras de cimentación*. 4a ed. [Madrid]: INTEMAC, 2000. ISBN 848876409X.
- [3] CTE-SE-C. *Código Técnico de la Edificación - Seguridad Estructural - Cimentación*. Madrid: Ministerio de Vivienda, 2008.
- [4] ESPANYA.MINISTERIO DE FOMENTO. *Guía de cimentaciones en obras de carretera*. Madrid: Ministerio de Fomento, 2004. ISBN 8449807131.
- [5] EUROCODIGO\_2. *Proyecto de estructuras de hormigón - Parte 3: Depósitos y estructuras de contención*. B.m.: Comité Europeo de la Normalización, 2007.
- [6] EUROCODIGO\_7. *Proyecto geotécnico - Parte 1: Reglas generales*. B.m.: Comité Europeo de la Normalización, 2009.
- [7] GARCIA, David; MASSAGUÉ, Antoni. *L'Estructura i el projecte*. 1a ed. Barcelona: Col·legi d'Arquitectes de Catalunya. Demarcació de Barcelona, 2004. ISBN 8496185427.
- [8] GONZÁLEZ CABALLERO, Matilde. *El Terreno*. 1a ed. Barcelona: Edicions UPC, 2001. ISBN 8483015307:
- [9] JIMÉNEZ SALAS, José A., José L. de JUSTO ALPAÑES and Alcibíades A. SERRANO GONZÁLEZ. *Geotecnia y cimentaciones-III: Cimentaciones, excavaciones y aplicaciones de geotecnia. Primera y Segunda Parte*. 1a ed. Madrid: Rueda, 1981.
- [10] JIMÉNEZ SALAS, José A., José L. de JUSTO ALPAÑES and Alcibíades A. SERRANO GONZÁLEZ. *Geotecnia y cimientos-II: Mecánica del suelo y de las rocas*. 2a ed. Madrid: Rueda, 1981.
- [11] JIMÉNEZ SALAS, José A., José L. de JUSTO ALPAÑES and Alcibíades A. SERRANO GONZÁLEZ. *Geotecnia y cimientos-I*. 2a ed. Madrid: Rueda, 1975. ISBN 8472070174 (v.3).
- [12] LAMBE, T. William and Robert V. WHITMAN. *Mecánica de suelos*. México [etc.]: Limusa-Wiley, 1972. ISBN 9681804740.
- [13] LÓPEZ MARINAS, Juan Manuel. *Geología aplicada a la ingeniería civil*. 2a ed. Madrid: Cie Inversiones Editoriales Dossat 2000, 2002. ISBN 8495312964.

- [14] OÑATE, E. *Cálculo de estructuras por el método de los elementos finitos*: *análisis estático lineal*. 2a ed. Barcelona: Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, 1995. ISBN 8487867006.
- [15] RUIZ VÁZQUEZ, Mariano and Silvia GONZÁLEZ HUESCA. *Geología aplicada a la ingeniería civil*. 1a ed. México [etc.]: Limusa, 1999. ISBN 9681846346.
- [16] SURIOL CASTELLVÍ, Josep, Antonio LLORET MORANCHO and Alejandro JOSA GARCÍA-TORNEL. *Geotecnia*: *reconocimiento del terreno*. 2a ed. Barcelona: Edicions UPC, 2005. ISBN 8483017989.
- [17] TERZAGHI, Karl and Ralph B. PECK. *Mecánica de suelos en la ingeniería práctica*. 2a ed. Barcelona [etc.]: El Ateneo, 1958. ISBN 8470210203.
- [18] TIMOSHENKO, Stephen. *Resistencia de materiales*. 13a ed. Madrid: Espasa-Calpe, 1970.
- [19] TIMOSHENKO, Stephen and D. H. YOUNG. *Teoría de las estructuras*. 13a ed. [Bilbao]: Urmo, 1985. ISBN 8431402414 (Urmo).
- [20] ZIENKIEWICZ, O. C. and Richard Lawrence TAYLOR. *El Método de los elementos finitos*. 4a ed. Barcelona: CIMNE, 1993. ISBN 8448101782 (o.c.).

---

## BIBLIOGRAFIA ESPECÍFICA

### LIBROS

[21] ALONSO PÉREZ DE ÁGREDA, E and M ARROYO ÁLVAREZ DE TOLEDO. *Movimientos de edificios inducidos por Excavaciones: Criterios de daño y gestión del riesgo*. 1a ed. B.m.: Payma Cotas, 2008.

[22] CALAVERA RUIZ, José. *Muros de contención y muros de sótano*. 3a ed. [Madrid]: Instituto Técnico de Materiales y Construcciones, 2001. ISBN 8488764103 (cart.).

[23] COMITÉ FRANÇAIS DE LA MÉCANIQUE DES SOLS ET DES TRAVAUX DE FONDATIONS. *Tirants d'ancrage: recommandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle: Recommandations T.A. 95* [online]. 1a ed. Paris: Eyrolles, 1995. ISBN 2212018134.

[24] FOMENTO, Ministerio de. *Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera*. 2a ed. Madrid: Ministerio de Fomento, 2004. ISBN 8449805236.

[25] GONZÁLEZ CABALLERO, Matilde. *Fonamentacions profundes*. 1a ed. Barcelona: ETSAV, 1995.

[26] MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTE. *Manual de cálculo de tablaestacas*. 1a ed. Madrid: Ministerio de Obras Públicas y Transporte, 1986.

[27] PÉREZ VALCÁRCEL, Juan. *Excavaciones urbanas y estructuras de contención* [online]. [A Coruña]: Ediciones Cat. Colegio de Arquitectos de Galicia. Comisión de Asesoramiento Tecnológico, 2005. ISBN 8485665678.

[28] PUERTOS, Colegio de Ingenieros de Caminos Canales y. *Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno*. 3a ed. Madrid: Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, 2005.

[29] RODRÍGUEZ ORTIZ, José María, Jesús SERRA GESTA and Carlos OTEO MAZO. *Curso aplicado de cimentaciones* [online]. 6a ed. Madrid: Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid, 1993. ISBN 8485572378.

[30] SÁNCHEZ DOMÍNGUEZ, F. *Recomendaciones para la ejecución e interpretación de ensayos de integridad de pilotes y pantallas "in situ"* [online]. 2a ed. Madrid: CEDEX, 2006. ISBN 8477904367.

[31] SCHNEEBELI, Georges. *Muros pantalla*: técnicas de realización: métodos de cálculo [online]. 1a ed. Barcelona: Editores Técnicos Asociados, 1974. ISBN 8471461455.

[32] Jornadas técnicas SEMSIG-AETESS. *Actuaciones y rehabilitación en construcciones históricas y singulares*. 1a ed. B.m.: SEMSIG-AETESS, 2007.

[33] Jornadas técnicas SEMSIG-AETESS. *Pilotes de gran diámetro*. 1a ed. B.m.: SEMSIG-AETESS, 2008.

[34] Jornadas técnicas SEMSIG-AETESS. *Muros pantalla en ámbito urbano*. 1a ed. B.m.: SEMSIG-AETESS, 2008.

## ARTÍCULOS

[35] ADDENBROOKE, T. I. and D. M. POTTS. A STRUCTURE'S INFLUENCE ON TUNNELLING-INDUCED GROUND MOVEMENTS. *Proceedings of the ICE - Geotechnical Engineering* [online]. 1997, vol. 125, no. 2, pp. 109–125. ISSN 1353-2618. Retrieved z: doi:10.1680/igeng.1997.29233

[36] ADDENBROOKE, T. I., D. M. POTTS and B. DABEE. Displacement Flexibility Number for Multipropped Retaining Wall Design. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2000, vol. 126, no. 8, pp. 718–726. ISSN 1090-0241@e1943-5606.

[37] BOONE, S J, J WESTLAND and R NUSINK. Comparative evaluation of building responses to an adjacent braced excavation. *Canadian Geotechnical Journal*. 1999, vol. 36, no. 2, pp. 210–223.

[38] BOONE, Storer J. Ground-Movement-Related Building Damage. *Journal of Geotechnical Engineering* [online]. 1996, vol. 122, no. 11, pp. 886–896. ISSN 0733-9410. Retrieved z: doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1996)122:11(886)

[39] BOSCARDIN, Marco D. and Edward J. CORDING. Building Response to Excavation-Induced Settlement. *Journal of Geotechnical Engineering* [online]. 1989, vol. 115, no. 1, pp. 1–21. ISSN 0733-9410. Retrieved z: doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1989)115:1(1)

[40] BURLAND, J. B., D. M. POTTS and J. N. FRANZIUS. The response of surface structures to tunnel construction. *Proceedings of the ICE - Geotechnical Engineering* [online]. 2006, vol. 159, no. 1, pp. 3–17. ISSN 1353-2618. Retrieved z: doi:10.1680/geng.2006.159.1.3

[41] BURLAND, J. B. and J. R. STANDING. Unexpected tunnelling volume losses in the Westminster area, London. *Géotechnique* [online]. 2006, vol. 56, no. 1, pp. 11–26. ISSN 0016-8505. Retrieved z: doi:10.1680/geot.2006.56.1.11

- [42] CLOUGH, G. Wayne and Michael W. REED. Measured Behavior of Braced Wall in Very Soft Clay. *Journal of Geotechnical Engineering* [online]. 1984, vol. 110, no. 1, pp. 1–19. ISSN 0733-9410. Retrieved z: doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1984)110:1(1)
- [43] DIMMOCK, Paul Simon and Robert James MAIR. Effect of building stiffness on tunnelling-induced ground movement. *Tunnelling and Underground Space Technology* [online]. 2008, vol. 23, no. 4, pp. 438–450. ISSN 08867798. Retrieved z: doi:10.1016/j.tust.2007.08.001
- [44] FINNO, Richard J. and L. Sebastian BRYSON. Response of Building Adjacent to Stiff Excavation Support System in Soft Clay. *Journal of Performance of Constructed Facilities* [online]. 2002, vol. 16, no. 1, pp. 10–20 [accessed. 14. January 2015]. ISSN 0887-3828. Retrieved z: doi:10.1061/(ASCE)0887-3828(2002)16:1(10)
- [45] FINNO, Richard J., Frank T. VOSS, Edwin ROSSOW and J. Tanner BLACKBURN. Evaluating Damage Potential in Buildings Affected by Excavations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* [online]. 2005, vol. 131, no. 10, pp. 1199–1210. ISSN 1090-0241. Retrieved z: doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:10(1199)
- [46] FRANZIUS, J. N., D. M. POTTS and J. B. BURLAND. The influence of soil anisotropy and  $K_0$  on ground surface movements resulting from tunnel excavation. *Géotechnique* [online]. 2005, vol. 55, no. 3, pp. 189–199. ISSN 0016-8505. Retrieved z: doi:10.1680/geot.2005.55.3.189
- [47] FRANZIUS, J. N., D. M. POTTS, T. I. ADDENBROOKE and J. B. BURLAND. The influence of building weight on tunnelling-induced ground and building deformation. *Soils and foundations*. 2004, vol. 44, no. 1, pp. 25–38. ISSN 0038-0806.
- [48] GENS, A., A. LEDESMA and E.E. ALONSO. Estimation of parameters in geotechnical backanalysis — II. Application to a tunnel excavation problem. *Computers and Geotechnics* [online]. 1996, vol. 18, no. 1, pp. 29–46. ISSN 0266352X. Retrieved z: doi:10.1016/0266-352X(95)00022-3
- [49] HASHASH, Youssef M. A. and Andrew J. WHITTLE. Ground Movement Prediction for Deep Excavations in Soft Clay. *Journal of Geotechnical Engineering* [online]. 1996, vol. 122, no. 6, pp. 474–486. ISSN 0733-9410. Retrieved z: doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1996)122:6(474)
- [50] HASHASH, Youssef M.A. and Richard J. FINNO. Development of New Integrated Tools for Predicting, Monitoring, and Controlling Ground Movements due to Excavations. *Practice Periodical on Structural Design and Construction* [online]. 2008, vol. 13, no. 1, pp. 4–10. ISSN 1084-0680. Retrieved z: doi:10.1061/(ASCE)1084-0680(2008)13:1(4)

- [51] HOULSBY, G. T., H. J. BURD, G. LIU and C. E. AUGARDE. Modelling tunnelling-induced settlement of masonry buildings. *Proceedings of the ICE - Geotechnical Engineering* [online]. 2000, vol. 143, no. 1, pp. 17–29. ISSN 1353-2618. Retrieved z: doi:10.1680/geng.2000.143.1.17
- [52] HSIAO, Evan C., Matt SCHUSTER, C. Hsein JUANG and Gordon T. KUNG. Reliability Analysis and Updating of Excavation-Induced Ground Settlement for Building Serviceability Assessment. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* [online]. 2008, vol. 134, no. 10, pp. 1448–1458. ISSN 1090-0241. Retrieved z: doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2008)134:10(1448)
- [53] HSIEH, Pio-Go and Chang-Yu OU. Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation. *Canadian Geotechnical Journal*. 1998, vol. 35, no. 6, pp. 1004–1017.
- [54] IL'ICHEV, V. A., N. S. NIKIFOROVA and E. B. KORENEVA. Method for calculating bed deformations of buildings near deep excavations. *Soil Mechanics and Foundation Engineering* [online]. 2006, vol. 43, no. 6, pp. 189–196. ISSN 0038-0741. Retrieved z: doi:10.1007/s11204-006-0060-0
- [55] KESHUAN, Ma and Ding LIEYUN. Finite element analysis of tunnel–soil–building interaction using displacement controlled model. *WSeas Transactions on Applied and Theoretical Mechanics*. 2008, vol. 3, no. 3, pp. 73–82.
- [56] KUNG, Gordon T. C., C. Hsein JUANG, Evan C. LO. HSIAO and Youssef M. A. HASHHASH. Simplified Model for Wall Deflection and Ground-Surface Settlement Caused by Braced Excavation in Clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2007, vol. 133, no. 6, pp. 731–747. ISSN 1090-0241@e1943-5606.
- [57] KYUNG PARK, Jun, J. TANNER BLACKBURN and Paolo GARDONI. Reliability assessment of excavation systems considering both stability and serviceability performance. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards* [online]. 2007, vol. 1, no. 3, pp. 123–141. ISSN 1749-9518. Retrieved z: doi:10.1080/17499510701577207
- [58] LAMBE, T. W. Predictions in soil engineering. *Géotechnique* [online]. 1973, vol. 23, no. 2, pp. 151–202. ISSN 0016-8505. Retrieved z: doi:10.1680/geot.1973.23.2.151
- [59] LEDESMA, A., A. GENS and E ALONSO. Parameter and variance estimation in geotechnical back-analysis using prior information. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* [online]. 1996, vol. 20, pp. 119–141. ISSN 01489062. Retrieved z: doi:10.1016/0148-9062(96)83504-2
- [60] LEDESMA, A., A. GENS and E.E. ALONSO. Estimation of parameters in geotechnical backanalysis — I. Maximum likelihood approach. *Computers and*

- [61] *Geotechnics* [online]. 1996, vol. 18, no. 1, pp. 1–27. ISSN 0266352X. Retrieved z: doi:10.1016/0266-352X(95)00021-2
- [62] LEE, Fook-Hou, Kwet-Yew YONG, Kevin C. N. QUAN and Kum-Thong CHEE. Effect of Corners in Strutted Excavations: Field Monitoring and Case Histories. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* [online]. 1998, vol. 124, no. 4, pp. 339–349. ISSN 1090-0241. Retrieved z: doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124:4(339)
- [63] LEUNG, Erin H. Y. and Charles W. W. NG. Wall and Ground Movements Associated with Deep Excavations Supported by Cast In Situ Wall in Mixed Ground Conditions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* [online]. 2007, vol. 133, no. 2, pp. 129–143. ISSN 1090-0241. Retrieved z: doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:2(129)
- [64] LOGANATHAN, N. and H. G. POULOS. Analytical Prediction for Tunneling-Induced Ground Movements in Clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* [online]. 1998, vol. 124, no. 9, pp. 846–856. ISSN 1090-0241. Retrieved z: doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124:9(846)
- [65] LONG, Michael. Database for Retaining Wall and Ground Movements due to Deep Excavations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2001, vol. 127, no. 3, pp. 203–224. ISSN 1090-0241@e1943-5606.
- [66] LOW, B. K. Reliability-based design applied to retaining walls. *Géotechnique* [online]. 2005, vol. 55, no. 1, pp. 63–75. ISSN 0016-8505. Retrieved z: doi:10.1680/geot.2005.55.1.63
- [67] MACDONALD, D H and A W SKEMPTON. THE ALLOWABLE SETTLEMENTS OF BUILDINGS. *ICE Proceedings: Engineering Divisions* [online]. 1956, vol. 5, no. 6, pp. 727–768. ISSN 0534-2767. Retrieved z: doi:10.1680/ipeds.1956.12202
- [68] NG, A. M. Y. and L. M. ZHANG. Probabilistic limiting tolerable displacements for serviceability limit state design of foundations. *Géotechnique* [online]. 2005, vol. 55, no. 2, pp. 151–161. ISSN 0016-8505. Retrieved z: doi:10.1680/geot.2005.55.2.151
- [69] NG, C WW and G H LEI. An explicit analytical solution for calculating horizontal stress changes and displacements around an excavated diaphragm wall panel. *Canadian Geotechnical Journal* [online]. 2003, vol. 40, no. 4, pp. 780–792. ISSN 0008-3674. Retrieved z: doi:10.1139/t03-027
- [70] NG, Charles W. W. and Ryan W. M. YAN. Stress Transfer and Deformation Mechanisms around a Diaphragm Wall Panel. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* [online]. 1998, vol. 124, no. 7, pp. 638–648. ISSN 1090-0241. Retrieved z: doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124:7(638)

- [71] O'ROURKE, Thomas D. Ground Movements Caused by Braced Excavations. *Journal of the Geotechnical Engineering Division* [online]. 1981, vol. 107, no. 9, pp. 1159–1178 [accessed. 14. January 2015]. ISSN 0093-6405. Retrieved z: <http://cedb.asce.org/cgi/WWWdisplay.cgi?10429>
- [72] OOI, P. S. K. and T. L. RAMSEY. Curvature and Bending Moments from Inclinator Data. *International Journal of Geomechanics*. 2003, vol. 3, no. 1, pp. 64–74. ISSN 1532-3641@e1943-5622.
- [73] O'ROURKE, H. D., G. W. E. MILLIGAN and H. D. ST JOHN. Contributions to Géotechnique 1948–2008: Retaining structures. *Géotechnique* [online]. 2008, vol. 58, no. 5, pp. 377–383. ISSN 0016-8505. Retrieved z: doi:10.1680/geot.2008.58.5.377
- [74] OSMAN, Ashraf S. and Malcolm D. BOLTON. Ground Movement Predictions for Braced Excavations in Undrained Clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* [online]. 2006, vol. 132, no. 4, pp. 465–477. ISSN 1090-0241. Retrieved z: doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:4(465)
- [75] OTEO MAZO, Carlos, José María RODRÍGUEZ ORTIZ and F MENAÑA SAAVEDRA. Sobre los sistemas y parámetros geotécnicos de diseño en la ampliación del metro de Madrid. *Revista de Obras Públicas*. 2000, vol. 3429, pp. 49–67.
- [76] OU, Chang-Yu, Dar-Chang CHIOU and Tzong-Shiann WU. Three-Dimensional Finite Element Analysis of Deep Excavations. *Journal of Geotechnical Engineering* [online]. 1996, vol. 122, no. 5, pp. 337–345. ISSN 0733-9410. Retrieved z: doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1996)122:5(337)
- [77] OU, Chang-Yu, Pio-Go HSIEH and Dar-Chang CHIOU. Characteristics of ground surface settlement during excavation. *Canadian Geotechnical Journal* [online]. 1993, vol. 30, no. 5, pp. 758–767. ISSN 0008-3674. Retrieved z: doi:10.1139/t93-068
- [78] POH, T. Y. and I. H. WONG. Effects of Construction of Diaphragm Wall Panels on Adjacent Ground: Field Trial. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 1998, vol. 124, no. 8, pp. 749–756. ISSN 1090-0241@e1943-5606.
- [79] POH, Teoh Yaw, Anthony Teck Chee GOH and Ing Hieng WONG. Ground Movements Associated with Wall Construction: Case Histories. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* [online]. 2001, vol. 127, no. 12, pp. 1061–1069 [accessed. 14. January 2015]. ISSN 1090-0241. Retrieved z: doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:12(1061)
- [80] POWRIE, W. and M. P. DALY. Centrifuge modelling of embedded retaining walls with stabilising bases. *Géotechnique* [online]. 2007, vol. 57, no. 6, pp. 485–497. ISSN 0016-8505. Retrieved z: doi:10.1680/geot.2007.57.6.485



- [81] ROBOSKI, Jill and Richard J FINNO. Distributions of ground movements parallel to deep excavations in clay. *Canadian Geotechnical Journal* [online]. 2006, vol. 43, no. 1, pp. 43–58. ISSN 0008-3674. Retrieved z: doi:10.1139/t05-091
- [82] RODRÍGUEZ ORTIZ, José María. Propiedades geotécnicas de los suelos de Madrid. *Revista de Obras Públicas*. 2001, vol. 127, no. 3, pp. 203–224.
- [83] ROSOWSKY, D. V., C. H. JUANG, M. J. SCHUSTER and M. J. S. ROTH. Reliability analysis of building serviceability problems caused by excavation. *Géotechnique* [online]. 2008, vol. 58, no. 9, pp. 743–749. ISSN 0016-8505. Retrieved z: doi:10.1680/geot.2008.58.9.743
- [84] SCHUSTER, Matt, Gordon Tung-Chin KUNG, C. Hsein JUANG and Youssef M. A. HASHASH. Simplified Model for Evaluating Damage Potential of Buildings Adjacent to a Braced Excavation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* [online]. 2009, vol. 135, no. 12, pp. 1823–1835. ISSN 1090-0241. Retrieved z: doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000161
- [85] SEOK, Jeong Woo, Oon Young KIM, Choong Ki CHUNG and Myoung Mo KIM. Evaluation of ground and building settlement near braced excavation sites by model testing. *Canadian Geotechnical Journal*. 2001, vol. 38, no. 5, pp. 1127–1133.
- [86] SHAO, Yong and Emir Jose MACARI. Information Feedback Analysis in Deep Excavations. *International Journal of Geomechanics* [online]. 2008, vol. 8, no. 1, pp. 91–103. ISSN 1532-3641. Retrieved z: doi:10.1061/(ASCE)1532-3641(2008)8:1(91)
- [87] SKINNER, H. D. and J. A. CHARLES. Settlement and tilt of low-rise buildings. *Proceedings of the ICE - Geotechnical Engineering* [online]. 2004, vol. 157, no. 2, pp. 65–75. ISSN 1353-2618. Retrieved z: doi:10.1680/geng.2004.157.2.65
- [88] SON, Moorak and Edward J. CORDING. Estimation of Building Damage Due to Excavation-Induced Ground Movements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* [online]. 2005, vol. 131, no. 2, pp. 162–177. ISSN 1090-0241. Retrieved z: doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:2(162)
- [89] SON, Moorak and Edward J. CORDING. Evaluation of Building Stiffness for Building Response Analysis to Excavation-Induced Ground Movements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* [online]. 2007, vol. 133, no. 8, pp. 995–1002. ISSN 1090-0241. Retrieved z: doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:8(995)
- [90] THORLEY, C. B. B. and R. A. FORTH. Settlement due to Diaphragm Wall Construction in Reclaimed Land in Hong Kong. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* [online]. 2002, vol. 128, no. 6, pp. 473–478. ISSN 1090-0241@e1943-5606.

[91] WAHLS, Harvey E. Tolerable Settlement of Buildings. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. 1981, vol. 107, no. 11, pp. 1489–1504. ISSN 0093-6405.

[92] WHITTLE, Andrew J., Youssef M. A. HASHASH and Robert V. WHITMAN. Analysis of Deep Excavation in Boston. *Journal of Geotechnical Engineering* [online]. 1993, vol. 119, no. 1, pp. 69–90. ISSN 0733-9410.

## TESIS E INFORMES

[93] COLOMER I MISSÉ, Montserrat. *Anàlisi de les deformacions del terreny i resposta dels edificis associats a l'excavació de la tuneladora EPB de la L9 del Metro de Barcelona*. B.m., 2007. Universitat Politècnica de Catalunya.

[94] FINNO, R J, M CALVELLO and S L BRYSON. *Analysis and performance of the excavation for the chicago-state subway renovation project and its effects on adjacent structures*. 2002.

[95] FRANZIUS, J. N. *PhD: Behaviour of buildings due to tunnel induced subsidence*. B.m., 2003. Imperial College of Science, London.

[96] LOSCERTALES LANSAC, Carlos. *Análisis comparativo del cálculo de muros pantalla en el diseño de sótanos de edificios*. B.m.: Universitat Politècnica de Catalunya. 1. May 2008

[97] MARTEN, S. *Étude expérimentale et méthodologique sur le comportement des écrans de soutènement*. B.m., 2005. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

[98] SANHUEZA PLAZA, Carola Ximena. *Criterios y parámetros de diseño para pantallas continuas en Madrid* [online]. B.m.: E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos (UPM). 1. May 2008.

[99] SANTOS RODRÍGUEZ, Cristian de. *Deformaciones del revestimiento y asientos producidos por la construcción de un túnel mediante tuneladora*. B.m.: Universitat de Barcelona. 1. July 2007

**OTROS (PÁGINAS WEB, CONFERENCIAS, CURSOS...)**

[100] AYE, Z.Z., D. KARKI and C. SCHULZ. Ground movement prediction and building damage risk – Assessment for the deep excavations and tunnelling works in Bangkok subsoil. In: *International Symposium on Underground Excavation and Tunnelling*. 2006.

[101] BAUDIN, C. Uncertainties and their relevance for the design of deep excavations near existing structures. In: *XIII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. 2003.

[102] BOONE, S J. Assessing construction and settlement-induced building damage: a return to fundamental principles. In: *Underground Construction*. 2001.

[103] BOONE, S.J. Evaluating risks of construction-induced building damage for large underground construction projects. In: *Jornada Técnica Movimientos de Edificios Inducidos por Excavaciones*. 2008.

[104] BOSCARDIN, Marco D. and M WALKER. Ground movement, building response and protective measures. In: *Effects of Construction on Structures*. 1998.

[105] BURD, H. J., G. T. HOULSBY, CHOW, C. E. AUGARDE and G. LIU. Analysis of settlement damage to masonry structures. In: *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*. 1994.

[106] BURD, H.J., G. T. HOULSBY, C. E. AUGARDE and G. LIU. *Prediction of tunnel-induced settlement damage to masonry structures*. 1998.

[107] BURLAND, J. B. The assessment of the risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation. In: *Jornada Técnica Movimientos de Edificios Inducidos por Excavaciones*. 2008.

[108] CLOUGH, G. Wayne and H. D. O'ROURKE. Construction induced movements on in situ walls. *Design and Performance of Earth Retaining Structures – ASCE*. 1990.

[109] CORDING, Edward J. and Moorak SON. Examples of building response to excavation and tunnelling. In: *Jornada Técnica Movimientos de Edificios Inducidos por Excavaciones*. 2008.

[110] GARCIA CARRERA, David. Contenciones urbanas. Afectaciones en el entorno. In: *2º Congreso de consultores de estructuras*. 2008.

[111] GELPÍ ARROYO, C. Elementos de contención - Pantallas. In: *Curso de implantación del CTE en las estructuras*. 2007.

[112] GESTO, J.M. and A. GENS. Estimation of building damage due to tunnelling: an analytical approach. In: *Jornada Técnica Movimientos de Edificios Inducidos por Excavaciones*. 2008.

[113] KONDA, T., H OTA, T YANGAWA and A HASHIMOTO. Measurements of ground deformations behind braced excavations. In: *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*. 2008.

[114] OLSON, R.E. and J. LAI. *Allowable movement of structures*. 2002.

[115] PECK, Ralph B. Deep excavations and tunnelling in soft ground. In: *7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1969.

[116] STANDING, J. R. Building response to tunnelling: the importance of monitoring. In: *Jornada Técnica Movimientos de Edificios Inducidos por Excavaciones*. 2008.

[117] WHITTLE, Andrew J. and Youssef M. A. HASHHASH. Soil modelling and prediction of deep excavation behaviour. In: *Pre-failure Deformation of Geomaterials*. 1994.