EPS
Escola Politècnica
UdG Superior

Projecte/Treball Fi de Carrera

Estudi: Enginyeria Industrial. Pla 1994

Títol:

ESTUDI DE NUSOS RÍGIDS PREFABRICATS DE FORMIGÓ

Document: MEMÒRIA

Alumne: Cristina Lloret i Serra

Director/Tutor: Lluís Torres
Departament: Eng. Mecànica i de la Construcció Industrial
Àrea: Enginyeria de la Construcció

Convocatòria (mes/any): setembre 2008

ÍNDEX MEMÒRIA

1 INTRODUCCIÓ

1.1 ANTECEDENTS 4

1.2 OBJECTE 4

1.3 ESPECIFICACIONS I ABAST 7

2 ACCIONS CONSIDERADES I COMBINATÒRIA

2.1 DESCRIPCIÓ GENERAL D'ACCIONS A CONSIDERAR 8

2.2 ACCIONS ESPECÍFIQUES CONSIDERADES EN L'EDIFICI D'HABITATGES 15

2.3 COMBINACIONS D'ACCIONS EN ESTAT LÍMIT ÚLTIM I ESTAT LÍMIT DE SERVEI 21

3 MODELITZACIÓ ESTRUCTURAL COMPARATIVA. ANÀLISI DE RESULTATS

3.1 PRESENTACIÓ MODEL ESTRUCTURAL 24

3.2 MODEL ESTRUCTURAL 1. ESPECIFICACIONS, DIAGRAMES DE MOMENTS, TRANSLACIONALITAT-INTRANSLACIONALITAT. ANÀLISI DE RESULTATS

3.2.1 ESPECIFICACIONS MODEL 1 26

3.2.2 ANÀLISI DE RIGIDESA NUSOS MODEL 1 26

3.2.3 DIAGRAMES DE MOMENTS PILARS I JÀSSERES REPRESENTATIVES MODEL 1 27

3.2.4 TRANSLACIONALITAT-INTRANSLACIONALITAT DE L'ESTRUCTURA DEL MODEL 1 34

3.2.5 JUSTIFICACIÓ I CÀLCUL DEL FACTOR DE VINCLAMENT α DEL MODEL 1 35

3.2.6 ANÀLISI DE RESULTATS DEL DIMENSIONAMENT DE PILARS I JÀSSERES MODEL 1 37

3.3 MODEL ESTRUCTURAL 2. ESPECIFICACIONS, DIAGRAMES DE MOMENTS, TRANSLACIONALITAT-INTRANSLACIONALITAT. ANÀLISI DE RESULTATS.

3.3.1 ESPECIFICACIONS MODEL 2 38

3.3.2 ANÀLISI DE RIGIDESA NUSOS MODEL 2 39

3.3.3 DIAGRAMES DE MOMENTS PILARS I JÀSSERES REPRESENTATIVES MODEL 2 51

3.3.4 TRANSLACIONALITAT-INTRANSLACIONALITAT DE L'ESTRUCTURA DEL MODEL 2 57

3.3.5 JUSTIFICACIÓ I CÀLCUL DEL FACTOR DE VINCLAMENT α DEL MODEL 2 58

3.3.6 ANÀLISI DE RESULTATS DEL DIMENSIONAMENT DE PILARS I JÀSSERES MODEL 2 58

3.4 MODEL ESTRUCTURAL 3. ESPECIFICACIONS, DIAGRAMES DE MOMENTS, TRANSLACIONALITAT-INTRANSLACIONALITAT. ANÀLISI DE RESULTATS.

3.4.1 ESPECIFICACIONS MODEL 3 60

3.4.2 ANÀLISI DE RIGIDESA NUSOS MODEL 3 61

3.4.3 DIAGRAMES DE MOMENTS PILARS I JÀSSERES REPRESENTATIVES MODEL 3 73

3.4.4 TRANSLACIONALITAT-INTRANSLACIONALITAT DE L'ESTRUCTURA DEL MODEL 3 85

3.4.5 JUSTIFICACIÓ I CÀLCUL DEL FACTOR DE VINCLAMENT α DEL MODEL 3 86

3.4.6 ANÀLISI DE RESULTATS DEL DIMENSIONAMENT DE PILARS I JÀSSERES MODEL 3 90

4 VINCLAMENT DE PILARS

4.1 INTRODUCCIÓ AL VINCLAMENT 92

4.2 LONGITUD DE VINCLAMENT 92

4.3 RADI DE GIR 95

4.4 ESBELTESA 95
4.5 TRANSLACIONALITAT I INTRANSLACIONALITAT DE L'ESTRUCTURA 96
5 RESUM DE L'ANÀLISI DE VIABILITAT ECONÒMICA 98
6 RESUM DEL PRESSUPOST 99
7 CONCLUSIONS 100
8 RELACIÓ DE DOCUMENTS 102
9 BIBLIOGRAFIA 103

ANNEXOS A LA MEMÒRIA

A CÀLCUL ESTRUCTURAL MODEL 1
A.1 CÀLCUL JUSTIFICATIU FACTOR β DE VICLAMENT DE CADASCUNA DE LES TIPOLOGIES DE PILARS 105
A.2 REACCIONS EN LA BASE DELS PILARS PER A LA VALORACIÓ DE LA TRANSLACIONALITAT-INTRANSLACIONALITAT DE L'ESTRUCTURA 110
A.3 NOTA DE CÀLCUL DEL DIMENSIONAMENT DE PILAR I LA SEVA ARMADURA AMB DETALL D'ARMAT ADJUNT, DELS PILARS REPRESENTATIUS DE CADASCUNA DE LES TIPOLOGIES. 116
A.4 NOTA DE CÀLCUL DEL DIMENSIONAMENT DE BIGA O JÀSSERA I LA SEVA ARMADURA AMB DETALL D'ARMAT ADJUNT, DE BIGA DE FORJAT SITUADA EN EL PÒRTIC CENTRAL, REPRESENTATIVA DE TOTES LES BIGUES DE L'ESTRUCTURA. 137

B CÀLCUL ESTRUCTURAL MODEL 2
B.1 REACCIONS EN LA BASE DELS PILARS PER A LA VALORACIÓ DE LA TRANSLACIONALITAT-INTRANSLACIONALITAT DE L'ESTRUCTURA 144
B.2 NOTA DE CÀLCUL DEL DIMENSIONAMENT DE PILAR I LA SEVA ARMADURA AMB DETALL D'ARMAT ADJUNT, DELS PILARS REPRESENTATIUS DE CADASCUNA DE LES TIPOLOGIES. 150
B.3 NOTA DE CÀLCUL DEL DIMENSIONAMENT DE PILAR I LA SEVA ARMADURA AMB DETALL D'ARMAT ADJUNT, DELS PILARS REPRESENTATIUS DE CADASCUNA DE LES TIPOLOGIES, EXCLOENT COMBINACIONS SÍSMIQUES. 171
B.4 NOTA DE CÀLCUL DEL DIMENSIONAMENT DE BIGA O JÀSSERA I LA SEVA ARMADURA AMB DETALL D'ARMAT ADJUNT, DE BIGA DE FORJAT SITUADA EN EL PÒRTIC CENTRAL, REPRESENTATIVA DE TOTES LES BIGUES DE L'ESTRUCTURA. 182
C CÀLCUL ESTRUCTURAL MODEL 3
C.1 REACCIONS EN LA BASE DELS PILARS PER A LA VALORACIÓ DE LA TRANSLACIONALITAT-INTRANSLACIONALITAT DE L'ESTRUCTURA 189
C.2 NOTA DE CÀLCUL DEL DIMENSIONAMENT DE PILAR I LA SEVA ARMADURA AMB DETALL D'ARMAT ADJUNT, DELS PILARS REPRESENTATIUS DE CADASCUNA DE LES TIPOLOGIES. 195

C.3 NOTA DE CÀLCUL DEL DIMENSIONAMENT DE PILAR I LA SEVA ARMADURA AMB DETALL D'ARMAT ADJUNT, DELS PILARS REPRESENTATIUS DE CADASCUNA DE LES TIPOLOGIES, EXCLOENT COMBINACIONS SÍSMIQUES. 216

C.4 NOTA DE CÀLCUL DEL DIMENSIONAMENT DE PILAR I LA SEVA ARMADURA AMB DETALL D'ARMAT ADJUNT, DELS PILARS REPRESENTATIUS DE CADASCUNA DE LES TIPOLOGIES, EXCLOENT COMBINACIONS SÍSMIQUES I MODELITZANT EL PILAR PER TRAMS. 237

C.5 NOTA DE CÀLCUL DEL DIMENSIONAMENT DE BIGA O JÀSSERA I LA SEVA ARMADURA AMB DETALL D'ARMAT ADJUNT, DE BIGA DE FORJAT SITUADA EN EL PÒRTIC CENTRAL, REPRESENTATIVA DE TOTES LES BIGUES DE L'ESTRUCTURA. 258

D JUSTIFICACIÓ CONFORME EL VALOR DE LA RIGIDESA DEL NUS ÉS INDENPENDENT DE LA CÀRREGA APLICADA A LA JÀSSERA 265

E CÀLCUL JUSTIFICATIU DE LES PLAQUES ALVEOLARS DE FORJAT

E.1 TAULES D'APLICACIÓ PER AL SEU DIMENSIONAMENT 273

E.2 FITXES D'AUTORITZACIÓ D'ÚS 274

F ANÀLISI DE VIABILITAT ECONÒMICA 282

F.1 VALORACIÓ MATERIAL ESTRUCTURA MODEL 1 283

F.2 VALORACIÓ MATERIAL ESTRUCTURA MODEL 2 284

F.3 VALORACIÓ MATERIAL ESTRUCTURA MODEL 3 285

F.4 VALORACIÓ TRANSPORT I MUNTATGE 286

G ANÀLISI DE COSTOS PER A LA REDACCIÓ DE L'ESTUDI 288

1 INTRODUCCIÓ

1.1 ANTECEDENTS

Una de les principals limitacions de les edificacions industrialitzades resoltes amb prefabricat de formigó, és que els nusos que defineixen les interseccions dels seus elements són articulacions, provocant diferències importants del model estructural d'una obra resolta "in situ" on els nusos poden ser considerats encastaments elàstics. Aquest projecte proposa fer un pas més en aquesta limitació exposada i plantejar sistemes de nusos rígids, resolts amb el propi prefabricat que permetin variar el model de nusos articulats a rígids. Això augmentarà el grau d'hiperestaticitat de l'estructura, redistribuint els esforços en els seus elements, disminuint les deformacions i les longituds de vinclament dels pilars.

La diferència entre un nus rígid i un nus encastat rau en que en el primer cas, els girs que pateixen les barres que conflueixen en el nus són iguals; en el segon cas, les barres que conflueixen en un nus encastat tener gir nul.

En un nus rígid s'han de mantenir les condicions d'equilibri i per tant en el nus, s'ha de complir que $\Sigma F=0$ i $\Sigma M=0$.

1.2 OBJECTE

L'objecte del treball és definir la millora que aporta la utilització de nusos rígids en el càlcul estructural, basada en una disminució de sol·licitacions al llarg del pilar, possibilitat de reducció de secció de pilars, reducció de l'armadura necessària en pilars i jàsseres, i finalment, un estalvi econòmic.

Partirem d'un edifici d'habitatges d'ús residencial PB+3 de planta rectangular de 24·11 m i de 13,5 m d'altura.

Aquesta tipologia d'edifici serà el punt de partida per al plantejament, sobre d'aquesta base, de 3 models estructurals diferents, amb la intenció de satisfer de forma raonada i minuciosa 3 plantejaments estàticament diferents.

- El **MODEL 1** planteja una estructura isostàtica, on els nusos pilar-jàssera són en tots els cassos articulacions. El pilar segueix el model encastat en la base i desplaçable en extrem. Les jàsseres que s'hi recolzen són bi-articulades. Aquest model planteja l'inconvenient que, *d'acord amb l'article 43. Estado límite de Inestabilidad de la Instrucción de Hormigón Estructural EHE*, el factor α (factor de longitud de vinclament) per al cas de suport en mènsula és de α=2 (lo=2·l). Aquest valor d'α resulta extremadament penalitzador, fins al punt que cap dels prefabricadors actuals adopta aquest valor com a bo en els seus càlculs, donat que impossibilitaria la construcció de les habituals estructures prefabricades d'edificis industrialitzats de formigó. Els pilars prefabricats estudiats, tenen diferents punts d'aplicació de càrregues puntuals en la seva altura, de manera que no tota la seva càrrega està aplicada en la coberta, cas del que en resultaria α=2. És per això que serà útil l'aplicació de la normativa de *ESTRUCTURAS DE ACERO EN EDIFICACIÓN EA-95* que ho contempla, *EN EL PUNT 3.2.4.6 Piezas de sección constante sometidas a cargas puntuales*, permet realitzar el càlcul del factor de vinclament en funció del punt d'aplicació de la càrrega. Vegi's subapartat *3.2.5 JUSTIFICACIÓ I CÀLCUL*

DE FACTOR DE VINCLAMENT α DEL MODEL 1 on es determina que el factor de vinclament resultant és d'1,35.

La translacionalitat de la present estructura serà qüestionada d'acord amb *l'Eurocodi 2 parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación 4.3.5.3.3. Estructuras intranslacionales*.

La formulació alternativa que planteja la instrucció EHE per al càlcul del factor α, en el seu article 43 dedicat a l'estat límit d'inestabilitat, diferencia si el pilar forma part d'un pòrtic intranslacional o translacional, però en ambdós cassos la formulació només és aplicable si els elements que conflueixen al nus ho fan de forma rígida, és a dir, si el nus és rígid.

Com es demostrarà en el present PFC la decisió del factor de vinclament α a adoptar en el càlcul té una influència clau en els esforços finals que sol·liciten al pilar per al seu dimensionament i per tant, en el càlcul seccional i d'armadura d'aquest.

El present model ha estat calculat amb α=1,35 (veure 3.2.5). D'aquest model se'n presenten les sol·licitacions obtingudes en Estats Límits Últims (E.L.U.) en 3.2.3, càlcul de secció i armat resultant en les condicions descrites prèviament en 3.2.6. S'han escollit 4 tipologies de pilars tipus (lateral, de cantonada, frontal i central).

Per al càlcul de les jàsseres es planteja una única tipologia. La més desfavorable dels forjats de planta pis. Serà una jàssera biarticulada de 5,30 m de longitud total.

Aquest model resultarà ser el més penalitzador per al càlcul de pilars i jàsseres. En el cas dels pilars, degut a l'esmentat factor de vinclament, que serà determinant per al seu dimensionament. En el cas de jàsseres, el fet de plantejar-les birecolzades, aportarà un model isostàtic del que en resultarà un moment positiu isostàtic màxim.

Veure detalls de nusos específics d'aquest model, nus 1 F (nus intermig de pilar-jàsseres forjat) i 1 C (nus de cap de pilar-jàsseres coberta) en el document PLÀNOLS, Plànol M1

- El **MODEL 2** planteja una estructura parcialment hiperestàtica, on els nusos pilar-jàssera són en tots els cassos de baixa rigidesa. El pilar segueix el model encastat en la base i desplaçable en extrem. Les jàsseres que s'hi recolzen són semi-encastades.

  La translacionalitat de la present estructura serà qüestionada d'acord amb l'Eurocodi 2 parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación 4.3.5.3.3. Estructuras intranslacionales.

  El present model ha estat calculat amb α=1,35, donat que els criteris de càlcul pel que fa al factor de vinclament, no difereixen de l'exposat en l'anterior MODEL 1

  D'aquest model se'n presenten en els subapartats 3.3.3 i 3.3.6, les sol·licitacions obtingudes en Estats Límits Últims (E.L.U.) i taula resum càlcul de secció i armadura resultant en les condicions descrites prèviament. S'han escollit 4 tipologies de pilars tipus: lateral, de cantonada, frontal i central.

  Per al càlcul de les jàsseres, es planteja una única tipologia. La més desfavorable dels forjats de planta pis. Serà una jàssera semi-encastada en els extrems, de 5,30 m de longitud total.

Aquest model de nusos de baixa rigidesa, aportarà certa disminució de sol·licitacions en pilars i jàsseres, però poc significativa. De manera que les seccions de pilars i jàsseres es mantindran i únicament es donarà una petita disminució de la quantia d'acer.

Veure detalls de nusos específics d'aquest model nus 2 FII (nus intermig de pilar-jàsseres forjat) i 2 CII (nus de cap de pilar-jàsseres coberta) en el document PLÀNOLS, Plànol M2 i M2D.

- El **MODEL 3** planteja una estructura totalment hiperestàtica, on els nusos pilar-jàssera són en tots els cassos de rigidesa elevada. El pilar segueix el model encastat en la base i desplaçable en extrem. Les jàsseres que s'hi recolzen són altament rígides.
  La translacionalitat de la present estructura serà qüestionada d'acord amb *l'Eurocodi 2 parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación 4.3.5.3.3. Estructuras intranslacionales.*
  El present model ha estat calculat inicialment amb α=1,35, seguint els mateixos criteris del MODEL 1 i 2. Però les millores del present model que resol nusos elevadament rígids, prenen valor quan es qüestiona el criteri de càlcul del factor de vinclament. De manera que la solució optimitzada del model 3 passa per introduir una rigidesa elevada en els nusos, modelitzar els pilars prefabricats per trams i calcular el factor α amb la formulació $\alpha = \sqrt{[(7,5+4\cdot(\Psi_A+\Psi_B)+1,6\cdot\Psi_A\cdot\Psi_B)/(7,5+(\Psi_A+\Psi_B)]}$, que es presenta en *l'article 43. Estado Límite de Inestabilidad de l'EHE, per a pòrtics translacionals de nusos rígids.*
  D'aquest model se'n presenten en els subapartats 3.4.3 i 3.4.6 les sol·licitacions obtingudes en Estats Límits Últims (E.L.U.) i taula resum del càlcul de secció i armadura resultant en les condicions descrites prèviament. S'han escollit 4 tipologies de pilars tipus: lateral, de cantonada, frontal i central.
  Per al càlcul de les jàsseres, es planteja una única tipologia. La més desfavorable dels forjats de planta pis. Serà una jàssera amb un elevat nivell d'encastament en els extrems, de 5,30 m de longitud total.
  Aquest model de nusos rígids resultarà ser l'òptim per a la tipologia de pilars i jàsseres prefabricades de formigó. L'elevat grau d'encastament dels extrems de les jàsseres en el nus del pilar, permetrà modelitzar la longitud total del pilar per trams, i calcular el factor α seguint els nous criteris exposats. D'aquesta aplicació en resulten α=1,05-1,21 en la direcció del pòrtic i de 2 en la direcció perpendicular al pòrtic, referits però a la longitud de pilar que es dóna entre forjats i no pas a la longitud total del pilar. Tot això fa que aquest nou model estructural representi una clara optimització de seccions de pilars i quantia d'armadura de pilars i jàsseres.

  Veure detalls de nusos específics d'aquest model, nus 3 FI (nus intermig de pilar-jàsseres forjat) i 3 CI (nus de cap de pilar-jàsseres coberta) en el document PLÀNOLS, Plànol M3 i M3D.

1.3 ESPECIFICACIONS I ABAST

El present projecte centra la seva aplicació en el món dels edificis industrialitzats de formigó.

Partirem d'un edifici d'habitatges d'ús residencial PB+3 de planta rectangular de 24·11 m i de 13,5 m d'altura. D'aquest model en resulten pilars de 13 m d'altura, jàsseres de 5,10 m de longitud de càlcul i plaques alveolars de 5 i 7 metres de longitud. Vegi's l'estructura que es presenta en la Figura 1. Els pilars i les jàsseres són de formigó armat HA-45. Les plaques alveolars són de formigó pretensat HP-45.

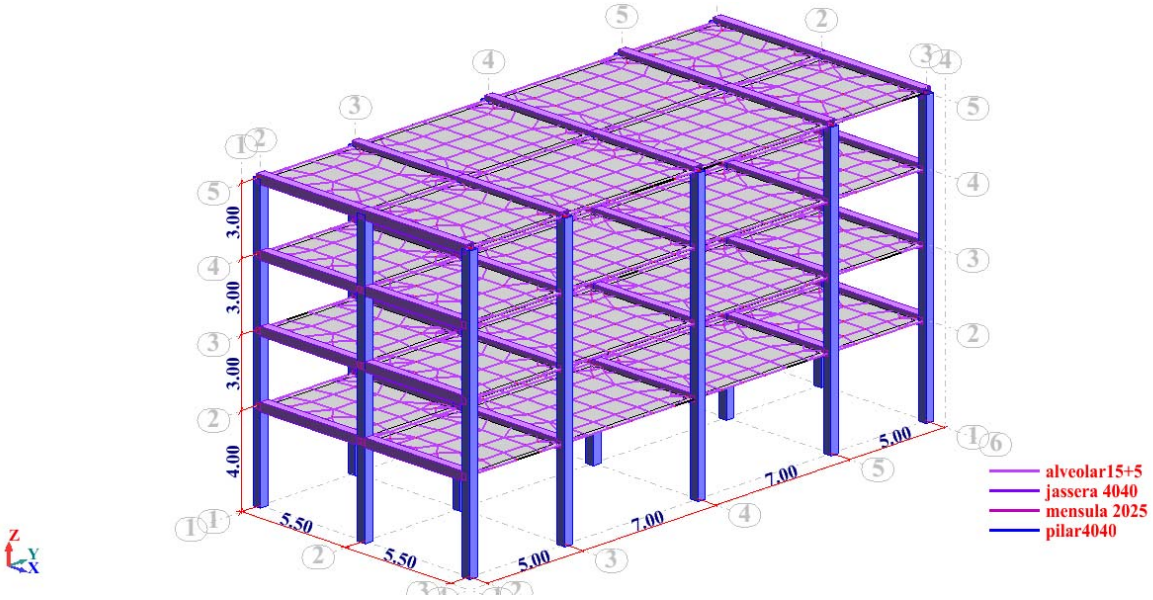


Figura 1- Modelització estructural de la que parteix el present projecte

S'adopta un model d'edifici d'habitatges, perquè les longituds de jàsseres i plaques de forjats i accions a considerar són molt adequades per al plantejament estructural que es proposa en el present PFC. El desglossat d'accions considerades segons el *Código Técnico de la Edificación CTE*, que es presenten en els apartats 2.1 DESCRIPCIÓ GENERAL D'ACCIONS A CONSIDERAR i 2.2 ACCIONS ESPECÍFIQUES CONSIDERADES EN L'EDIFICI D'HABITATGES..

2 ACCIONS CONSIDERADES I COMBINATÒRIA

2.1 DESCRIPCIÓ GENERAL D'ACCIONS A CONSIDERAR

La finalitat del present apartat és justificar normativament els valors específics que adoptats en el següent apartat 2.2. ACCIONS ESPECÍFIQUES CONSIDERADES EN L'EDIFICI D'HABITATGES

Les accions s'han considerat d'acord amb el Código Técnico de la Edificación CTE DB-SE-AE Acciones en la Edificación

Accions Permanents

Pes Propi

El pes propi a tenir en compte és el dels elements estructurals, els tancaments i els elements separadors, els envans, tot tipus de fusteries, revestiments (com paviments, fals sostres), replens (com els de terres) i equip fixe.

El valor característic del pes propi dels elements constructius, es determinarà, en general, com el seu valor mig obtingut a partir de les dimensions nominals i dels pesos especifics mitjos.

En general, en vivendes es considerarà com a pes propi de tabiqueria una càrrega d'1 kN per cada m^2 de superfície construïda.

El pes propi a considerar degut al paviment que es disposarà superiorment en la fase d'acabat és d'1 kN/m^2

Accions Variables

Sobrecàrrega d'ús

La sobrecàrrega d'ús és tot allò que pot gravitar sobre l'edifici per raó del seu ús.

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m^2]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 (1)
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente (2)			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación (3)	G1	Cubiertas con inclinación inferior a 20º	1(4)	2
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40º	0	2

Taula 1- Valors característics de les sobrecàrregues d'ús segons CTE DB-SE-AE. Código Técnico de la Edificación. Leynfor. 2006.

Els forjats de l'edifici d'habitatges en qüestió són de la categoria d'ús A Zones residencials i subcategoria d'ús A1 Vivendes i zones d'habitacions en, hospitals i Hotels.

La coberta de l'edifici serà transitable accessible només privadament, categoria d'ús F.

Vent

La distribució i els valors de les pressions que exerceix el vent sobre un edifici i les forces resultants depenen de la forma i de les dimensions de la construcció, de les característiques i de la permeabilitat de la seva superfície, així com de la direcció, de la intensitat i de les ràfegues de vent.
L'acció del vent, en general una força perpendicular a la superfície de cada punt exposat, o pressió estàtica, qe pot expressar-se com:

$$q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p$$

essent:

q_b la pressió dinàmica del vent. De forma simplificada, com a valor de qualsevol punt del territori espanyol, pot adoptar-se 0,5 kN/m2. Poden obtenir-se valors més precisos en funció de l'emplaçament geogràfic de l'obra.

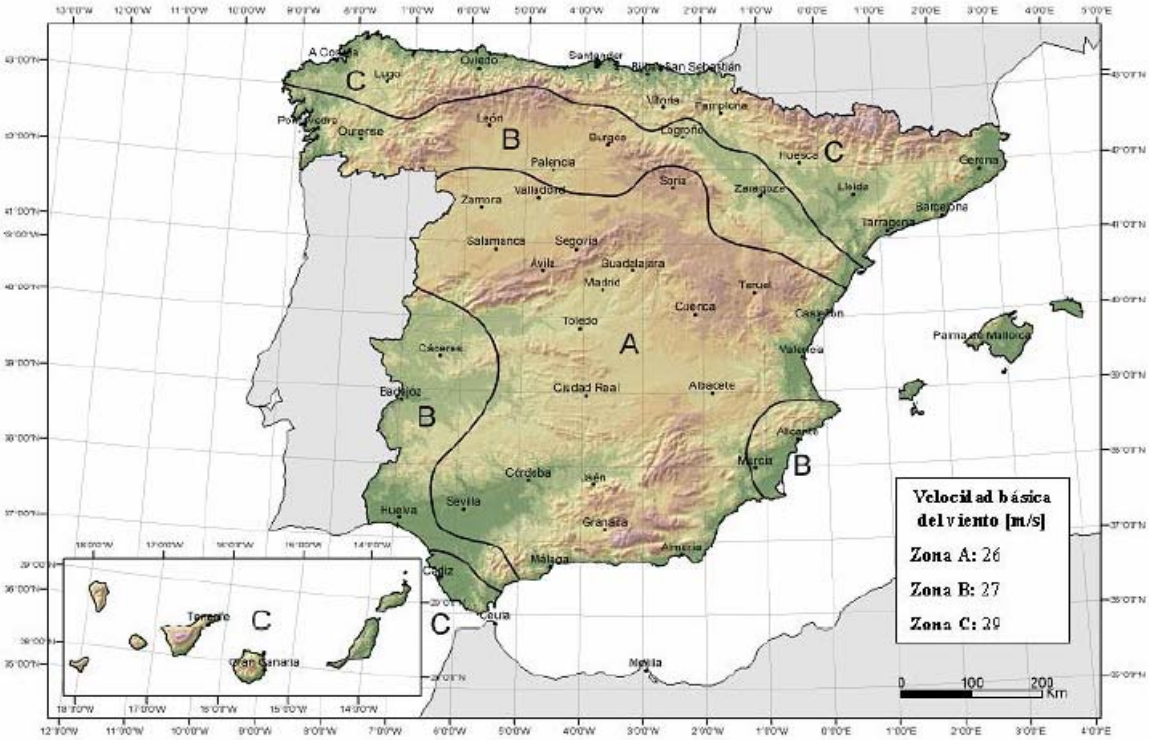


Figura 2- Valor bàsic de la velocitat del vent d'ús segons CTE DB-SE-AE. Código Técnico de la Edificación. Leynfor. 2006.

El valor bàsic de la velocitat del vent en cada localitat pot obtenir-se del mapa de la Figura 2. El de la pressió dinàmica és, respectivament de 0,42 kN/m2, 0,45 kN/m2 i 0,52 kN/m2 per a les zones A, B i C del citat mapa.

c_e el coeficient d'exposició, variable amb l'altura del punt considerat, en funció del grau d'aspresa de l'entorn on es troba ubicada la construcció. Es determina d'acord amb l'Anejo D. Acción del viento punt D.2. Coeficiente de exposición

$c_e=F\cdot(F+7\cdot k)$

$F=k\cdot \ln[\text{màx}(z,Z)/L]$

essent k, L, Z paràmetres característics de cada tipus d'entorn, segons Taula 2

	Grado de aspereza del entorno	Parámetro		
		k	L (m)	Z (m)
I	Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	0,15	0,003	1,0
II	Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	0,17	0,01	1,0
III	Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	0,19	0,05	2,0
IV	Zona urbana en general, industrial o forestal	0,22	0,3	5,0
V	Centro de negocios de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	0,24	1,0	10,0

Taula 2- Coeficients per a tipus d'entorn segons CTE DB-SE-AE. Código Técnico de la Edificación. Leynfor. 2006.

c_p el coeficient eòlic o de pressió, dependent de la forma i orientació de la superfície respecte el vent, i en el seu cas, de la situació del punt respecte dels bordes d'aquesta superfície; un valor negatiu indica succió. El seu valor s'estableix en la Taula 3 que s'adjunta tot seguit

	Esbeltez en el plano paralelo al viento					
	< 0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	≤ 5,00
Coeficiente eólico de presión, c_p	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente eólico de succión, c_s	-0,3	-0,4	-0,4	-0,5	0,6	0,7

Taula 3- Coeficient eòlic en edificis de pisos segons CTE DB-SE-AE. Código Técnico de la Edificación. Leynfor. 2006.

Neu

La distribució i la intensitat de la càrrega de neu sobre un edifici, o en particular sobre una coberta, depèn del clima del lloc, del tipus de precipitació, del relleu de l'entorn, de la forma de l'edifici o de la coberta, dels efectes del vent, i del intercanvis tèrmics en els paraments exteriors.

Segons *l'Anejo E. Datos Climáticos del CTE DB SE-AE*, com a valor de la càrrega de neu en un terreny horitzontal, sk, es pot prendre de la Taula 4, funció de l'altitud de l'emplaçament o terme municipal i de la zona climàtica del mapa de la Figura 3

Figura 3. Distribució del territori espanyol per zones climàtiques segons CTE DB-SE-AE. Código Técnico de la Edificación. Leynfor. 2006.

Altitud (m)	Zona de clima invernal, (según figura E.2)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
200	0,5	0,5	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2
400	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,2	0,2
500	0,7	0,7	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
600	0,9	0,9	0,3	0,5	0,5	0,4	0,2
700	1,0	1,0	0,4	0,6	0,6	0,5	0,2
800	1,2	1,1	0,5	0,8	0,7	0,7	0,2
900	1,4	1,3	0,6	1,0	0,8	0,9	0,2
1.000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1.200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1.400	3,2	2,6	1,7	3,0	1,8	3,3	0,2
1.600	4,3	3,5	2,6	4,6	2,5	5,5	0,2
1.800	-	4,6	4,0	-	-	9,3	0,2
2.200	-	8,0	-	-	-	-	-

Taula 4- Sobrecàrrega de neu en un terreny horitzontal [kN·m] segons CTE DB-SE-AE. Código Técnico de la Edificación. Leynfor. 2006.

Accions Accidentals

Sisme

Les accions sísmiques estan regulades en la NCSE-02, Norma de Construcció Sismoresistent

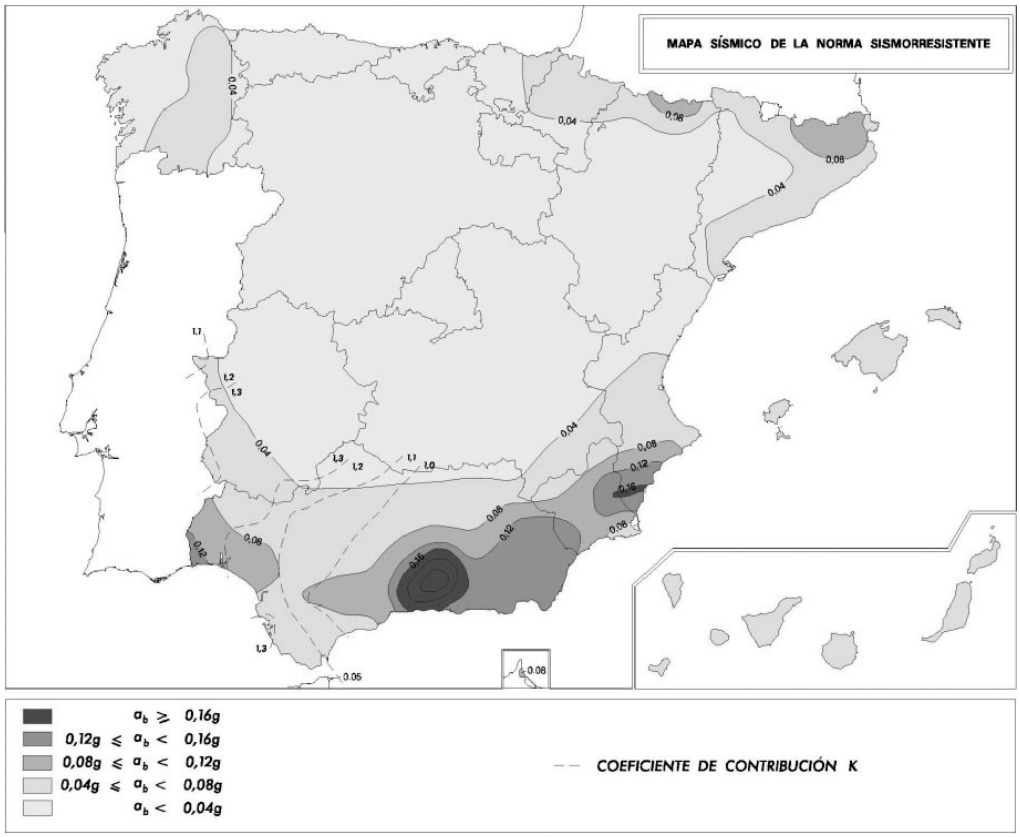


Figura 4- Mapa de perillositat sísmica COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. Normativa Sismoresistente NCSE-02. Ministerio de Fomento. 2002

La perillositat sísmica del territori nacional es defineix a través del mapa de perillositat sísmica de la Figura 4. Aquest mapa subministra, expressada en relació al valor de la gravetat, g, **l'acceleració sísmica bàsica, a_b** –un valor característic de l'acceleració horitzontal de la superfície del terreny- i del **coeficient de contribució K**, que té en compte la influència dels diferents tipus de terratrèmols esperats en la perillositat sísmica de cada punt. En la llista de *l'Annex 1 de la NCSE-02*, es detalla per municipis els valors de l'acceleració sísmica bàsica iguals o superiors a 0,04g, juntament amb els coeficients de contribució K.

ρ: Coeficient adimensional de risc, funció de la probabilitat aceptable de que s'excedeixi ac en el període de vida per al que es projecta la construcció. Pren els següents valors:

- construccions d'importància normal ρ=1,0
- construccions d'importància especial ρ=1,30

Pel que fa a la classificació del terreny, la NCSE-02 diferencia els següents tipus:

-Terreny tipus I: Roca compacta, sòl cementat o granular molt dens. Velocitat de propagació de les ones elàstiques transversals o de cisalla, vs > 750 m/s.

-Terreny tipus II: Roca molt fracturada, sols granulars molt densos o cohesius durs. Velocitat de propagació de les ones elàstiques transversals o de cisalla, 750 ≥ vs > 400 m/s.

-Terreny tipus III: Sòl granular de compacitat mitja, o sòl cohesiu de consistència ferma a molt ferma. Velocitat de propagació de les ones elàstiques transversals o de cisalla, 400 ≥ vs > 200 m/s.
-Terreny tipus IV: Sòl granular solt, o sòl cohesiu tou. Velocitat de propagació de les ones elàstiques transversals o de cisalla, vs ≤ 200 m/s.
A cadascun d'aquests tipus de terreny se li assigna el **valor del coeficient C** indicat en la Taula 5

Tipus de terreny	Coeficient C
I	1,0
II	1,3
III	1,6
IV	2,0

Taula 5- Coeficients del terreny. COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN.
Normativa Sismoresistente NCSE-02. Ministerio de Fomento. 2002

μ: Coeficient de comportament per ductilitat, definit en *l'apartat 3.6.2.2 de la NCSE-02*. Aquest coeficient depèn de l'organització, material i detalls constructius.
El projectista escollirà el coeficient de comportament per ductilitat per a cada model de càlcul dins de les limitacions que s'estableixen a continuació en funció de l'organització estructural i dels materials utilitzats, i disposarà els detalls estructurals establerts en el capítol 4 de la NCSE-02 que garantitzin la ductilitat adoptada.

- Coeficient de comportament per ductilitat **μ=4** (ductilitat molt alta) han de verificar-se les següents condicions:
    - La resistència a les accions horitzontals ha d'obtenir-se.
        - Mitjançant pòrtics plans o espaials de nusos dúctils rígids, o
        - Mitjançant sistemes de rigidització dúctils especialment dissenyats per a dissipar energia mitjançant flexions o tallants cíclics en trams curts, com, per exemple, els formats per pantalles i bigues d'acoplament en estructures de formigó armat o per triangulacions metàl·liques incompletes.
    - Si existeixen altres elements o nuclis de rigidització, la seva col·laboració a la resistència de les accions horitzontals ha de ser escassa. Es considera que es compleix aquesta condlció si suporten menys del 50% de la força sísmica horitzontal que actui sobre l'edifici.
    - En estructures amb bigues de formigó armat aquestes han de ser de cantell.
    - El dimensionament i detall han d'assegurar la formació de mecanismes estables amb molt alta capacitat de dissipació d'enegia mitjançant histèresi, repartits homogèniament per tota l'estructura. Par això han de cumplir-se les prescripcions establertes en el capítol 4 de la NCSE-02 per a aquest nivell de ductilitat.

- Coeficient de comportament per ductilitat **μ=3** (ductilitat alta) si es verifiquen les següents condicions:
    - La resistència a les accions horitzontals s'aconsegueix principalment
        - Mitjançant pantalles no acoplades de formigó armat, o
        - Mitjançant diagonals metàl·liques a tracció (en creu de Sant Andreu o equivalent)
    - En estructures amb bigues de formigó armat, aquestes han de ser de cantell.
    - El dimensionament i detall han d'assegurar la formació de mecanismes estables amb alta capacitat de dissipació d'energia mitjançant histèresi, repartits homogèniament per tota l'estructura. Per això han de cumplir-se les prescripcions establertes en el *capírol 4 de la NCSE-02*, per a aquest nivell de ductilitat.

- Es podrà adoptar un coeficient de comportament per ductilitat **μ=2** (ductilitat baixa), si l'estructura té els suports d'acer o formigó amb nuclis, murs o pantalles verticals de formigó armat, però no satisfà els requisits anteriors pel que fa a tipus i detalls estructurals.

  En particular, s'enquadren en aquest grup:
    - Les estructures de tipus pèndul invertit o assimilables+
    - Les de lloses planes, forjats reticulars o forjats unidireccionals amb bigues planes
    - Aquelles en què les accions horitzontals són resistides principalment per diagonals que treballen alternativament a tracció i a compressió, per exemple estructures amb arriostraments en forma d'V

  També s'enquadren en aquest grup els sistemes estructurals constituïts, bé per pòrtics metàl·lics que confinen a murs de formigó armat o de mamposteria reforçada, o bé per murs de càrrega de formigó o de blocs de morter, armats vertical i horitzontalment i amb suficient capacitat de deformació plàstica estable enfront accions laterals cícliques i alternants.

- Correspon un coeficient de comportament per ductilitat **μ=1** (sense ductilitat) a les estructures desprovistes de capacitat de dissipació d'energia en el rang plàstic, en particular les constituïdes per murs de mamposteria, rajol o blocs de formigó, tot i incloure en el seu interior entramats de fusta o estiguin reforçades o armades només en punts crítics, i les porticades que resisteixen les accions laterals mitjançant travaments en forma de K

  També s'enquadren en aquest grup les estructures de naus industrials amb pilars i encavallades, les realitzades amb elements prefabricats o que continguin peces prefabricades de gran format, en les que no s'hagin adoptat disposicions especials per a dotar als nusos de ductilitat.

2.2 ACCIONS ESPECÍFIQUES CONSIDERADES EN L'EDIFICI D'HABITATGES

Forjats sostre Planta Baixa, sostre Planta Pis 1 i sostre Planta Pis 2

-Pes propi placa alveolar 15+5.....3,37kN/m²

-Càrrega permanent d'envans.....1,00 kN/m²

-Càrrega permanent de paviment.....1,00 kN/m²

-Sobrecàrrega d'ús A1 residencial-vivendes.....2.00 kN/

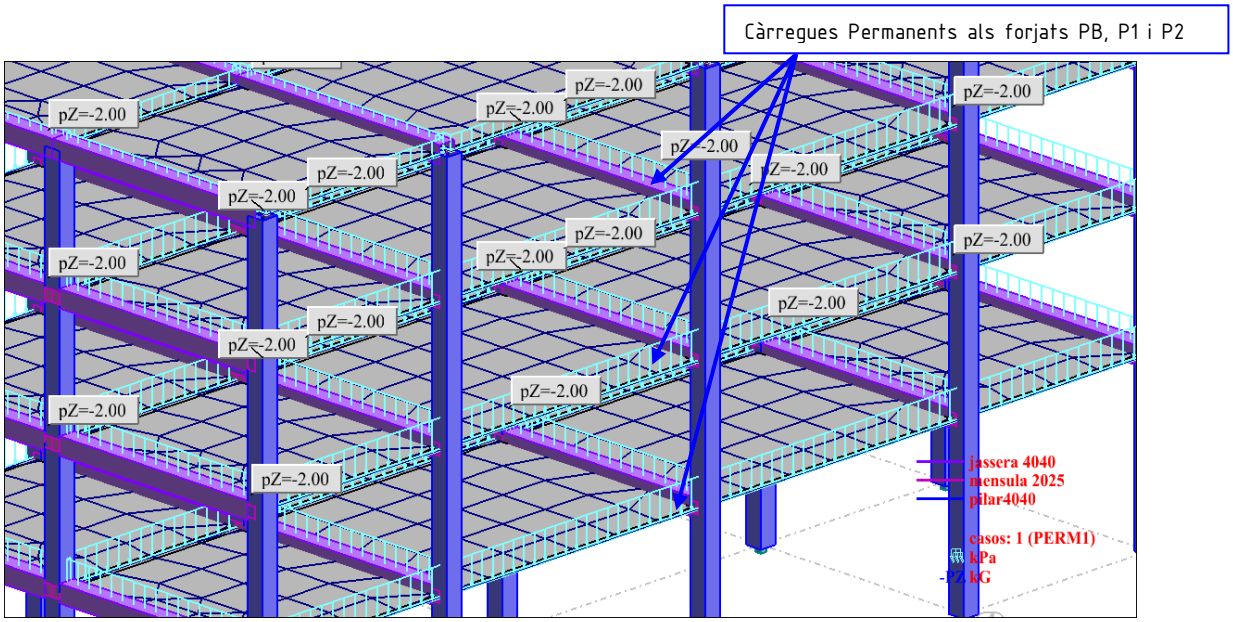


Figura 5- Càrregues Permanents

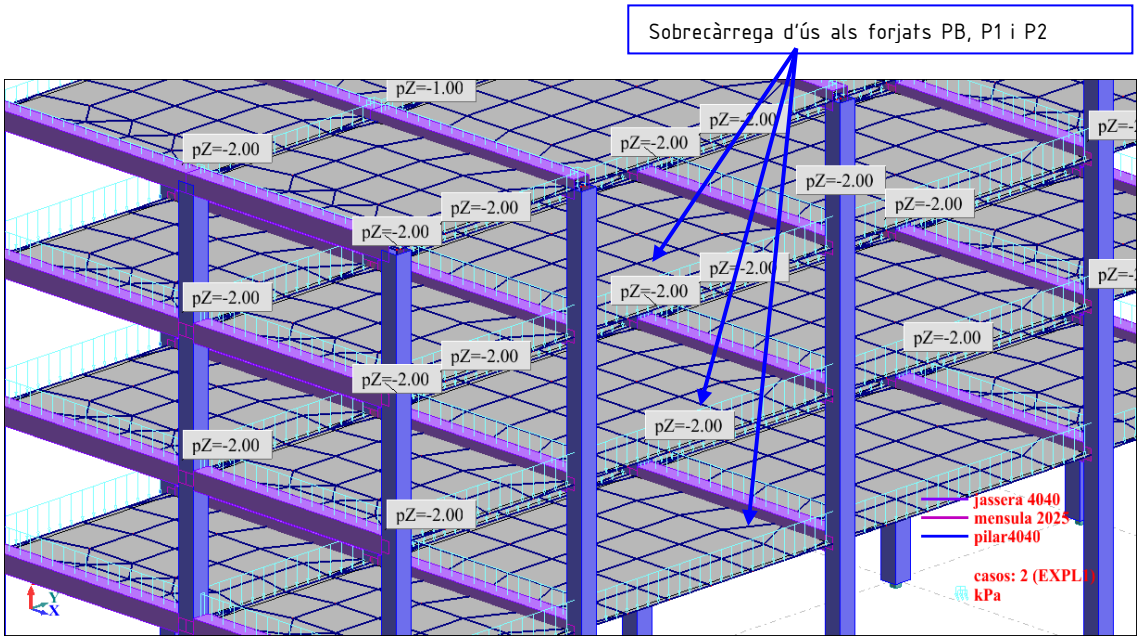


Figura 6- Sobrecàrrega d'ús A1 residencial-vivendes

Forjats sostre Coberta

-Pes propi placa alveolar 15+5.....3,37 kN/m²

-Càrrega permanent de paviment.....1,00 kN/m²

-Sobrecàrrega d'ús F cobertes transitables accessibles només privadament...1.00 kN/m²

-Sobrecàrrega de neu (segons taula E.2 altitud 0, zona 2).....0,40 kN/m²

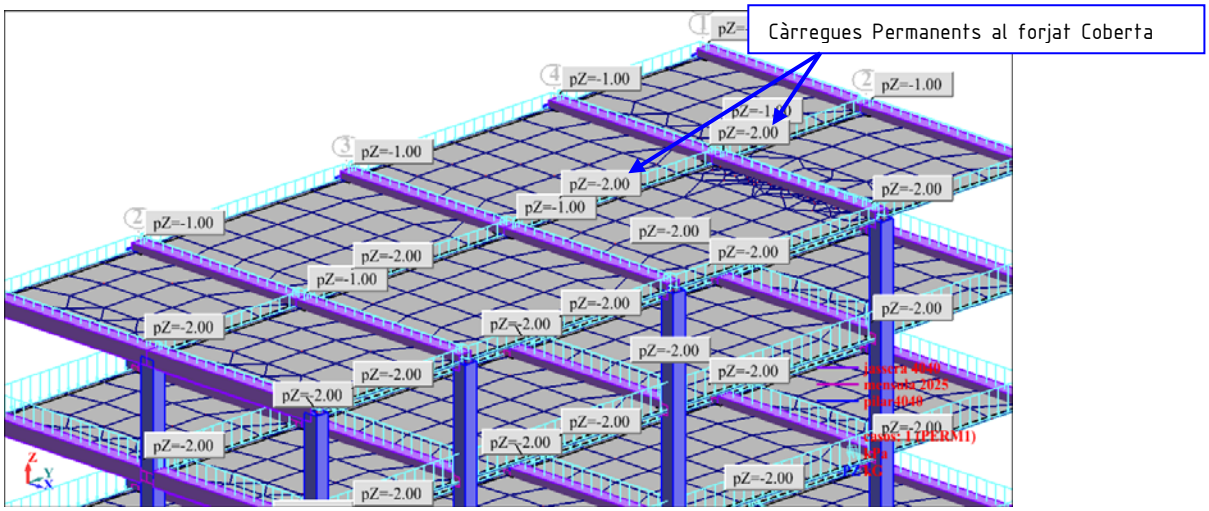


Figura 7- Càrregues Permanents

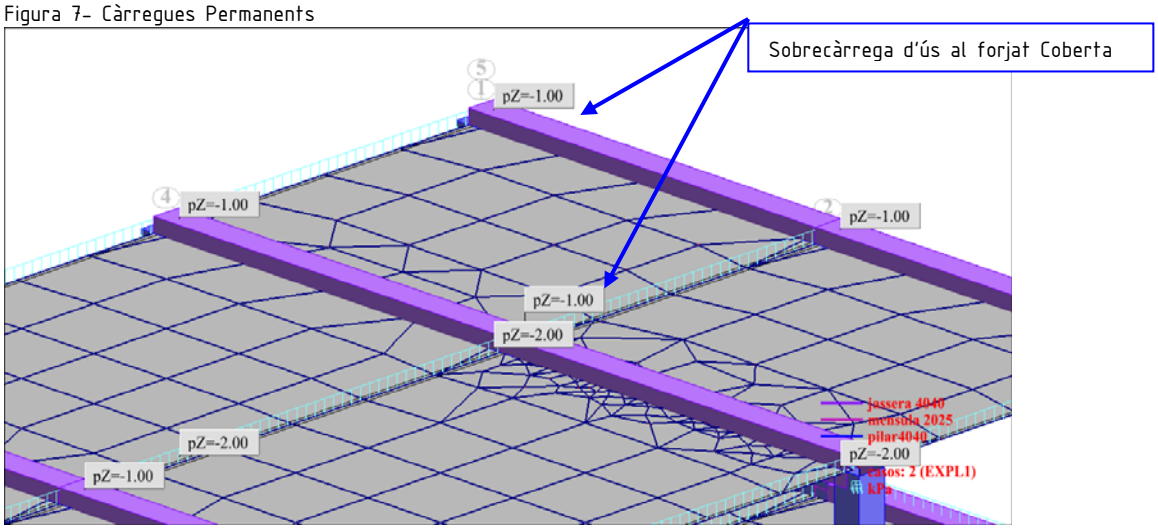


Figura 8- Detall d'aplicació de la Sobrecàrrega d'ús categoria F Cobertes transitables accessibles només privadament

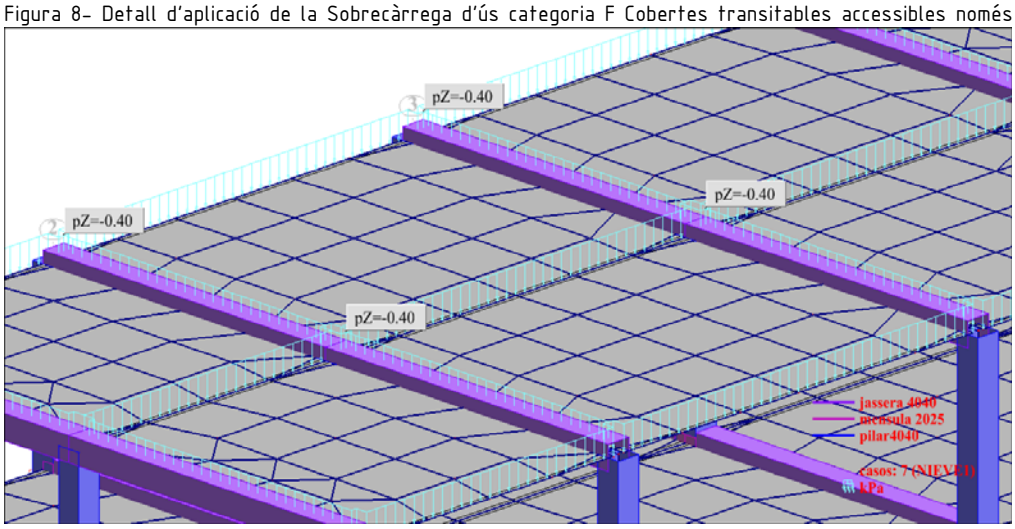


Figura 9- Sobrecàrrega de neu

Càrrega de Vent aplicada a les façanes

$q_e=q_b \cdot c_e \cdot c_p$ Pressió

$q_e=q_b \cdot c_e \cdot c_s$ Succió

Altura màxima de l'edifici h= 14 m

Llargada b=24 m i Amplada d=11 m VENT N-S

Llargada b=11 m i Amplada d=24 m VENT E-O

q_b zona C $q_b(C)=0{,}52$ kN/m²

c_e Coeficient per al tipus d'entorn IV: zona urbana en general, industrial o forestal

k=0,22; L=0,3 m; Z=5,0 m

$c_e=F \cdot (F+7 \cdot k)$

$F=k \cdot \ln[\text{màx}(z,Z)/L]$; essent z l'altura màxima de l'edifici

màx (z,Z)=14

$F=0{,}22 \cdot \ln(14/0{,}3)= 0{,}845$

$c_e=0{,}845 \cdot (0{,}845+7 \cdot 0{,}22)=2{,}017$

c_p Esbeltesa en el pla paral·lel al vent h/d (vent N-S) = 14/11 = 1,273

h/d (vent E-O) = 14/24 = 0,583

	Esbeltez en el plano paralelo al viento					
	< 0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	≤ 5,00
Coeficiente eólico de presión, c_p	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente eólico de succión, c_s	-0,3	-0,4	-0,4	-0,5	0,6	0,7

Taula 6- Coeficient eòlic en edificis de pisos segons CTE DB-SE-AE. Código Técnico de la Edificación. Leynfor. 2006.

Hauria de dir -0,6

Vent N-S $c_p=0{,}8$; $c_s=-0{,}6$

Vent E-O $c_p=0{,}8$; $c_s=-0{,}4$

$q_e=q_b \cdot c_e \cdot c_p$ Pressió

$q_e = 0{,}52 \cdot 2{,}017 \cdot 0{,}8 = 0{,}84$ kN/m² Pressió vent N-S

$q_e = 0{,}52 \cdot 2{,}017 \cdot 0{,}8 = 0{,}84$ kN/m² Pressió vent E-O

$q_e=q_b \cdot c_e \cdot c_s$ Succió

$q_e = 0{,}52 \cdot 2{,}017 \cdot (-0{,}6) = -0{,}63$ kN/m² Succió vent N-S

$q_e = 0{,}52 \cdot 2{,}017 \cdot (-0{,}4) = -0{,}42$ kN/m² Succió vent E-O

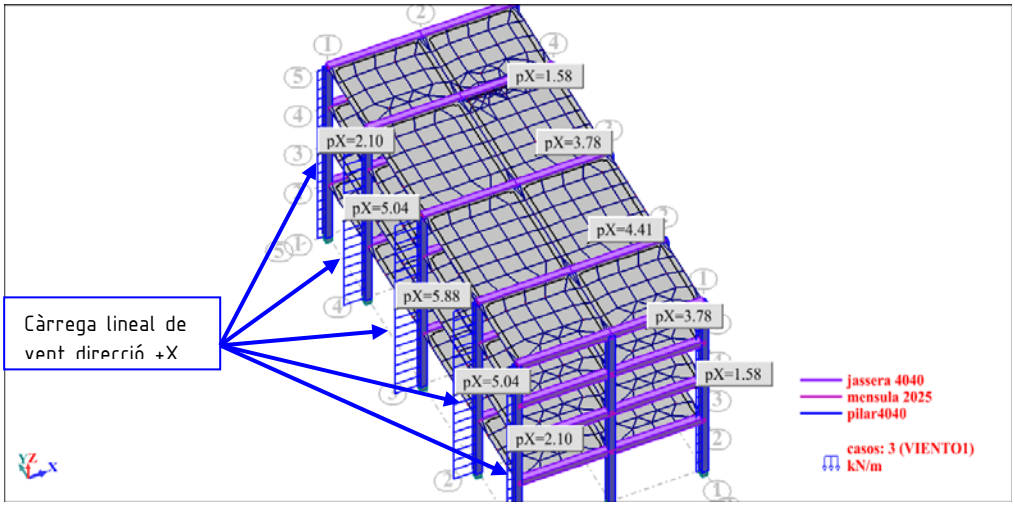


Figura 10- Hipòtesi de vent 1: N-S sentit +X

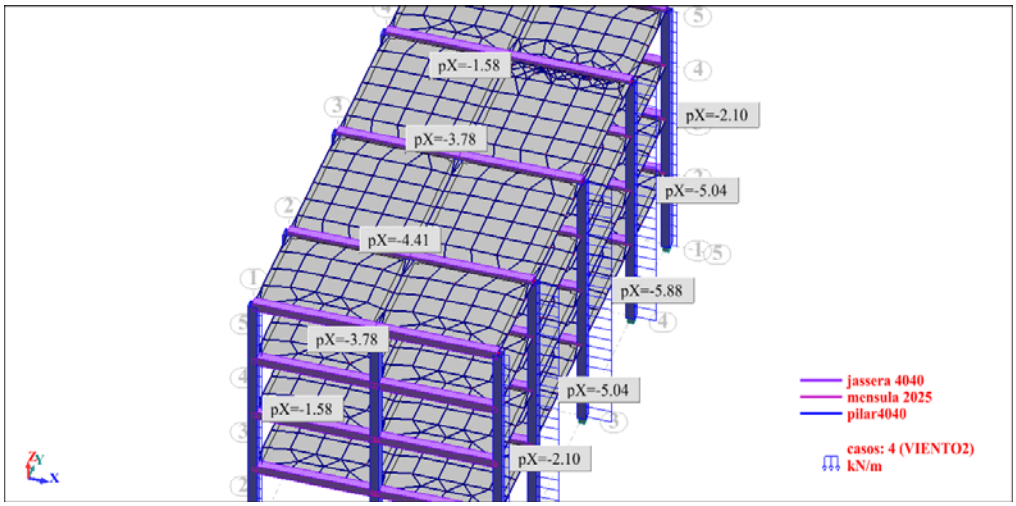


Figura 11- Hipòtesi de vent 2: N-S sentit -X

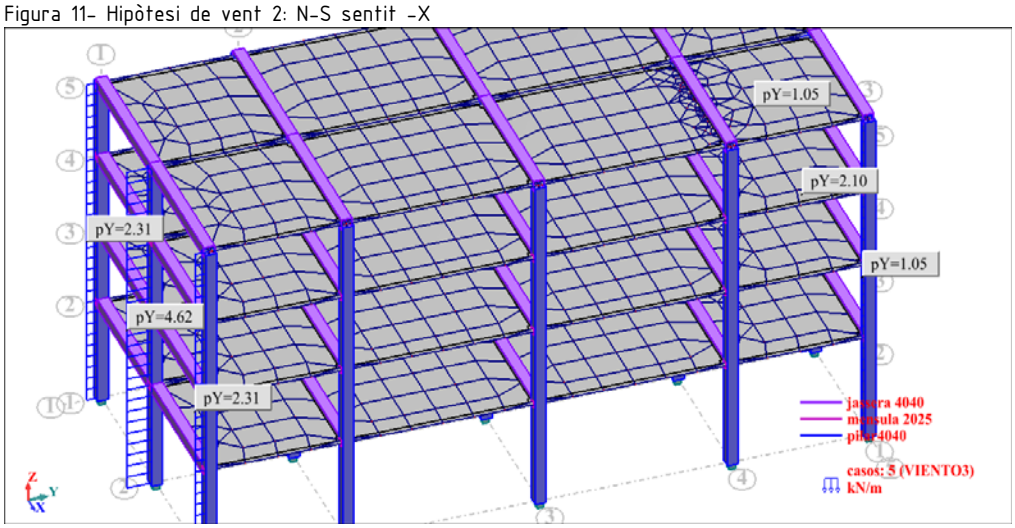


Figura 12- Hipòtesi de vent 3: E-O sentit +Y

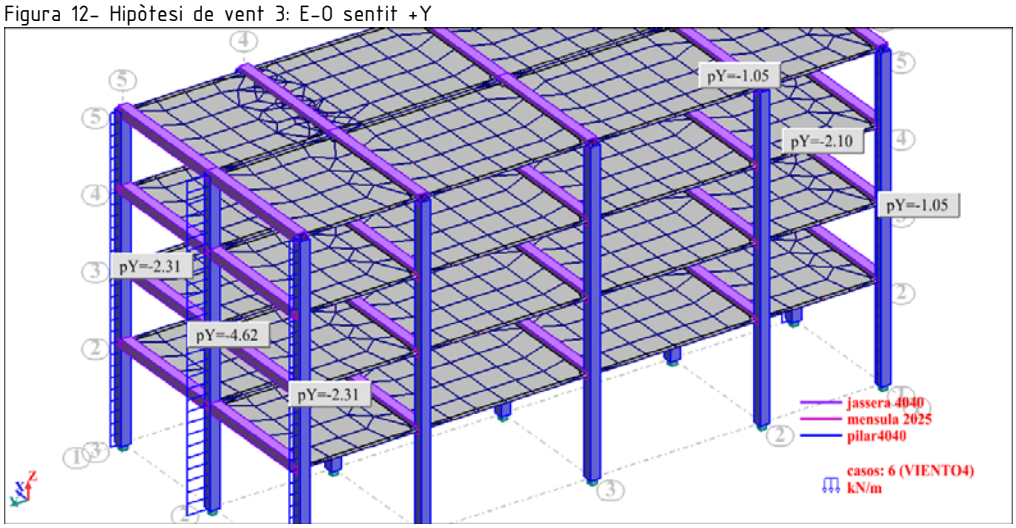


Figura 13- Hipòtesi de vent 4: E-O sentit -Y

Acció Accidental Sísmica

- Acceleració sísmica bàsica Girona ab/g=0,08
- Coeficient de contribució K=1
- Coeficient de risc ρ=1
- Coeficient de terreny C=1,30
- Coeficient de comportament per ductilitat μ=1

Càrregues lineals E.L.S. i E.L.U. en jàsseres representatives que resulten de l'aplicació de les accions superficials

Jàsseres de FORJAT (Càrregues addicionals al pes propi de les jàsseres)

E.l.S.

CP: 3,37+1+1=5,37 kN/m2 · 7m = 37,59 kN/m

SU: 2,00 kN/m2 · 7m = 14,00 kN/m

E.l.U.

CP: 3,37+1+1=5,37 kN/m2 · 7m = 37,59 kN/m · 1,35 = 50,75 kN/m

SU: 2,00 kN/m2 · 7m = 14,00 kN/m · 1,50 = 21,00 kN/m

Jàsseres de COBERTA (Càrregues addicionals al pes propi de les jàsseres)

E.l.S.

CP: 3,37+1= 4,37 kN/m2 · 7m = 30,59 kN/m

SU+SN: 1+0,40·0,5= 1,20 kN/m2 · 7m = 8,40 kN/m

E.l.U.

CP: 3,37+1= 4,37 kN/m2 · 7m = 30,59 kN/m · 1,35 = 41,29 kN/m

SU+SN: 1+0,40·0,5= 1,20 kN/m2 · 7m = 8,40 kN/m · 1,50 = 12,60 kN/m

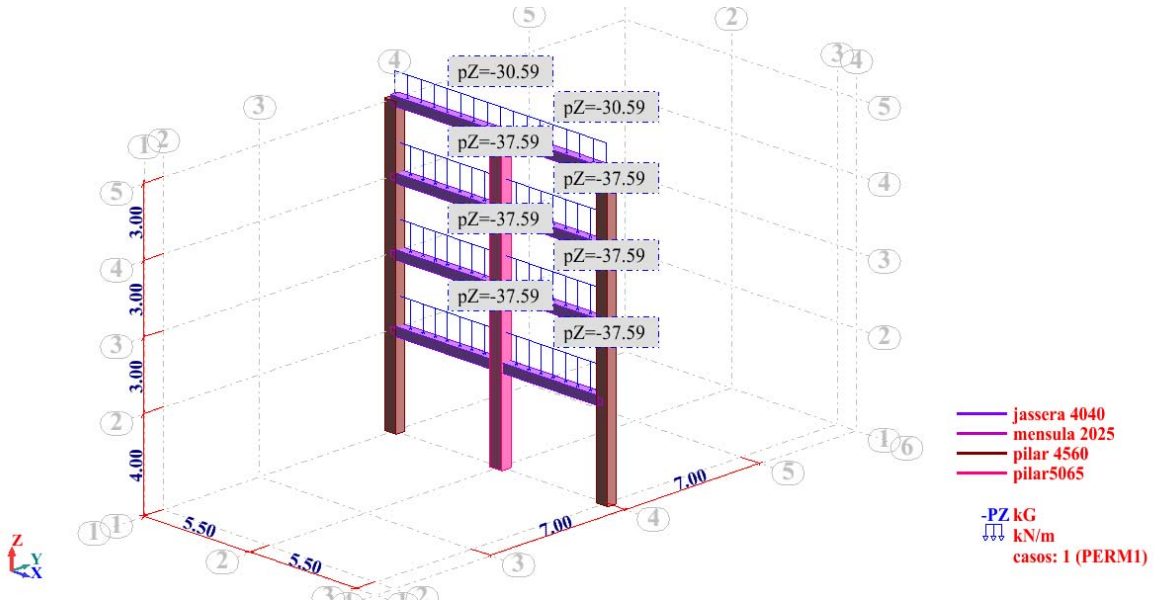


Figura 14- CP

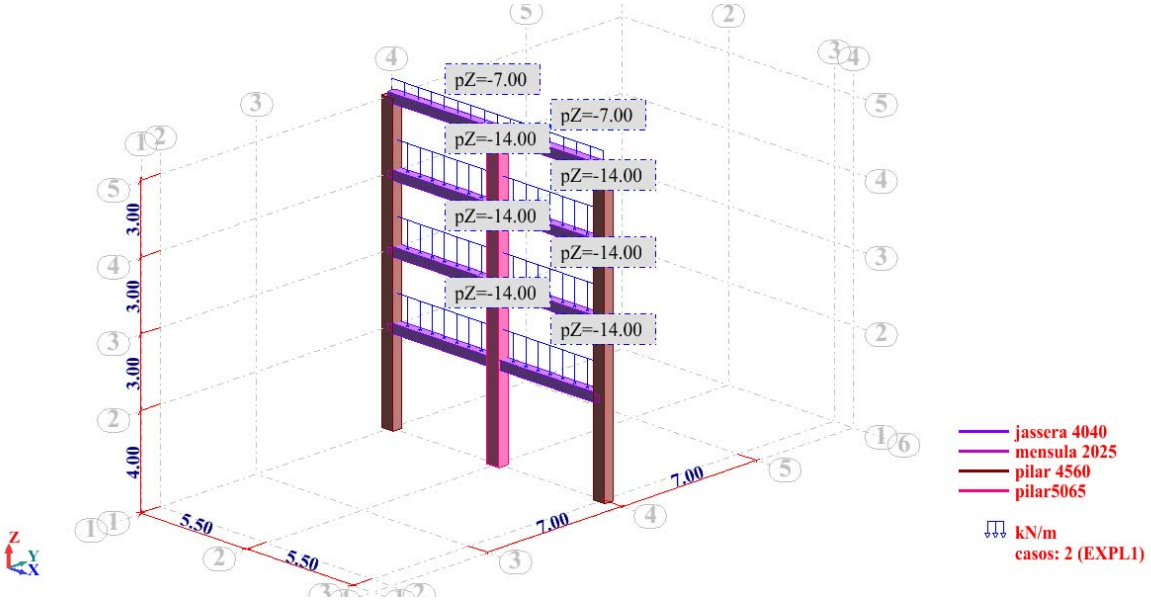


Figura 15- SU

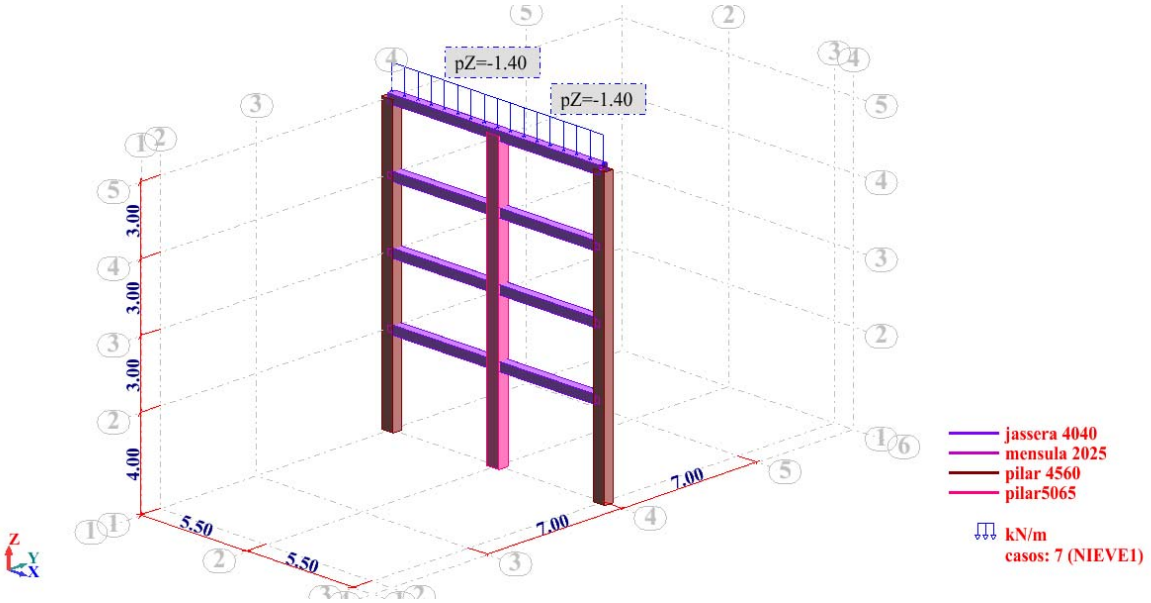


Figura 16- NEU

2.3 COMBINACIONS D'ACCIONS EN ESTAT LÍMIT ÚLTIM I ESTAT LÍMIT DE SERVEI

segons CTE DB-SE. Código Técnico de la Edificación. Leynfor. 2006

COMBINACIONS D'ACCIONS ESTAT LÍMIT ÚLTIM

Dimensionament d'un pilar en Estat Límit Últim de flexocompresió esviada (Dimensionat armadura)

La combinació d'accions (segons CTE i EHE) en Estat Límit Últim de flexocompresió esviada necessària per a poder dimensionar el pilar d'una estructura serà la següent:

COMB1; CAS11: 1,35x(Pes propi) + 1,35x(Càrrega permanent) + 1,50x(Sobrecàrrega d'ús) + 1,50x0,50x(Neu en coberta) + 1,50x0,60x(Vent en direcció +Y).
COMB2; CAS12: 1,35x(Pes propi) + 1,35x(Càrrega permanent) + 1,50x(Sobrecàrrega d'ús) + 1,50x0,50x(Neu en coberta) + 1,50x0,60x(Vent en direcció -Y).

COMB3; CAS13: 1,35x(Pes propi) + 1,35x(Càrrega permanent) + 1,50x(Sobrecàrrega d'ús) + 1,50x0,50x(Neu en coberta) + 1,50x0,60x(Vent en direcció +X).
COMB4; CAS14: 1,35x(Pes propi) + 1,35x(Càrrega permanent) + 1,50x(Sobrecàrrega d'ús) + 1,50x0,50x(Neu en coberta) + 1,50x0,60x(Vent en direcció -X).

COMB5; CAS15: 1,35x(Pes propi) + 1,35x(Càrrega permanent) + 1,50x0,70x(Sobrecàrrega d'ús) + 1,50x0,50x(Neu en coberta) + 1,50x(Vent en direcció +Y).
COMB6; CAS16: 1,35x(Pes propi) + 1,35x(Càrrega permanent) + 1,50x0,70x(Sobrecàrrega d'ús) + 1,50x0,50x(Neu en coberta) + 1,50x(Vent en direcció -Y).

COMB7; CAS17: 1,35x(Pes propi) + 1,35x(Càrrega permanent) + 1,50x0,70x(Sobrecàrrega d'ús) + 1,50x0,50x(Neu en coberta) + 1,50x(Vent en direcció +X).
COMB8; CAS18: 1,35x(Pes propi) + 1,35x(Càrrega permanent) + 1,50x0,70x(Sobrecàrrega d'ús) + 1,50x0,50x(Neu en coberta) + 1,50x(Vent en direcció -X).

COMB9; CAS19 1,35x(Pes propi) + 1,35x(Càrrega permanent) + 1,50x0,7x(Sobrecàrrega d'ús) + 1,50x(Neu en coberta) + 1,50x0,60x(Vent en direcció +Y).
COMB10; CAS20: 1,35x(Pes propi) + 1,35x(Càrrega permanent) + 1,50x0,7x(Sobrecàrrega d'ús) + 1,50x(Neu en coberta) + 1,50x0,60x(Vent en direcció -Y).

COMB11; CAS21: 1,35x(Pes propi) + 1,35x(Càrrega permanent) + 1,50x0,7x(Sobrecàrrega d'ús) + 1,50x(Neu en coberta) + 1,50x0,60x(Vent en direcció +X).
COMB12; CAS22: 1,35x(Pes propi) + 1,35x(Càrrega permanent) + 1,50x0,7x(Sobrecàrrega d'ús) + 1,50x(Neu en coberta) + 1,50x0,60x(Vent en direcció -X).

COMB13; CAS23: 1,00x(Pes propi) + 1,00x(Càrrega permanent) + 1,00x0,50x(Sobrecàrrega d'ús) + 1,00x0,25x(Vent en direcció +X) + 1,00x(Sisme en direcció X) + 1,00x0,30x(Sisme en direcció Y).
COMB14; CAS24: 1,00x(Pes propi) + 1,00x(Càrrega permanent) + 1,00x0,50x(Sobrecàrrega d'ús) + 1,00x0,25x(Vent en direcció +X) + 1,00x(Sisme en direcció X) - 1,00x0,30x(Sisme en direcció Y).

COMB15; CAS25: 1,00x(Pes propi) + 1,00x(Càrrega permanent) + 1,00x0,50x(Sobrecàrrega d'ús) + 1,00x0,25x(Vent en direcció -X) - 1,00x(Sisme en direcció X) + 1,00x0,30x(Sisme en direcció Y).
COMB16; CAS26: 1,00x(Pes propi) + 1,00x(Càrrega permanent) + 1,00x0,50x(Sobrecàrrega d'ús) + 1,00x0,25x(Vent en direcció -X) - 1,00x(Sisme en direcció X) - 1,00x0,30x(Sisme en direcció Y).

COMB17; CAS27: 1,00x(Pes propi) + 1,00x(Càrrega permanent) + 1,00x0,50x(Sobrecàrrega d'ús) + 1,00x0,25x(Vent en direcció +Y) + 1,00x(Sisme en direcció Y) + 1,00x0,30x(Sisme en direcció X).
COMB18; CAS28: 1,00x(Pes propi) + 1,00x(Càrrega permanent) + 1,00x0,50x(Sobrecàrrega d'ús) + 1,00x0,25x(Vent en direcció +Y) + 1,00x(Sisme en direcció Y) - 1,00x0,30x(Sisme en direcció X).

COMB19; CAS29: 1,00x(Pes propi) + 1,00x(Càrrega permanent) + 1,00x0,50x(Sobrecàrrega d'ús) + 1,00x0,25x(Vent en direcció -Y) - 1,00x(Sisme en direcció Y) + 1,00x0,30x(Sisme en direcció X).
COMB20; CAS30: 1,00x(Pes propi) + 1,00x(Càrrega permanent) + 1,00x0,50x(Sobrecàrrega d'ús) + 1,00x0,25x(Vent en direcció -Y) - 1,00x(Sisme en direcció Y) - 1,00x0,30x(Sisme en direcció X).

Segons les especificacions indicades en la presentació de les hipòtesis simples considerades, el vent en direcció +X, correspon al vent 1; el vent en direcció -X, correspon al vent 2; el vent en direcció +Y, correspon al vent 3; el vent en direcció -Y, correspon al vent 4

<u>Coeficients de simultaneïtat Ψ adoptats segons CTE (veure taula 4.2 CTE DB SE) i EHE (veure taula 2.3.3.c de la Guia de Aplicación de la Instrucción de Hormigón Estructural Edificación)</u>

Ψ_0 Coeficient de combinació, per a tenir en compte si la càrrega actua aïlladament o amb alguna altra acció variable

Sobrecàrrega superficial d'ús zona residencial (categoria A)	Ψ_0=0,7
Sobrecàrrega superficial d'ús coberta transitable (categoria F)	Ψ_0=0,7
Acció variable de neu per a altituds ≤ 1000 m	Ψ_0=0,5
Acció variable de vent	Ψ_0=0,6

COMBINACIONS D'ACCIONS ESTAT LÍMIT SERVEI

COMB21; CAS43: 1,00x(Pes propi) + 1,00x(Càrrega permanent) + 1,00x(Sobrecàrrega d'ús) + 1,00x0,50x(Neu en coberta) + 1,00x0,60x(Vent en direcció +Y).
COMB22; CAS44: 1,00x(Pes propi) + 1,00x(Càrrega permanent) + 1,00x(Sobrecàrrega d'ús) + 1,00x0,50x(Neu en coberta) + 1,00x0,60x(Vent en direcció -Y).

COMB23; CAS45: 1,00x(Pes propi) + 1,00x(Càrrega permanent) + 1,00x(Sobrecàrrega d'ús) + 1,00x0,50x(Neu en coberta) + 1,00x0,60x(Vent en direcció +X).
COMB24; CAS46: 1,00x(Pes propi) + 1,00x(Càrrega permanent) + 1,00x(Sobrecàrrega d'ús) + 1,00x0,50x(Neu en coberta) + 1,00x0,60x(Vent en direcció -X).

COMB25; CAS47: 1,00x(Pes propi) + 1,00x(Càrrega permanent) + 1,00x0,70x(Sobrecàrrega d'ús) + 1,00x0,50x(Neu en coberta) + 1,00x(Vent en direcció +Y).
COMB26; CAS48: 1,00x(Pes propi) + 1,00x(Càrrega permanent) + 1,00x0,70x(Sobrecàrrega d'ús) + 1,00x0,50x(Neu en coberta) + 1,00x(Vent en direcció -Y).

COMB27; CAS49: 1,35x(Pes propi) + 1,00x(Càrrega permanent) + 1,00x0,70x(Sobrecàrrega d'ús) + 1,00x0,50x(Neu en coberta) + 1,00x(Vent en direcció +X).
COMB28; CAS50: 1,00x(Pes propi) + 1,00x(Càrrega permanent) + 1,00x0,70x(Sobrecàrrega d'ús) + 1,00x0,50x(Neu en coberta) + 1,00x(Vent en direcció -X).

COMB29; CAS51 1,00x(Pes propi) + 1,00x(Càrrega permanent) + 1,00x0,7x(Sobrecàrrega d'ús) + 1,00x(Neu en coberta) + 1,00x0,60x(Vent en direcció +Y).
COMB30; CAS52: 1,00x(Pes propi) + 1,00x(Càrrega permanent) + 1,00x0,7x(Sobrecàrrega d'ús) + 1,00x(Neu en coberta) + 1,00x0,60x(Vent en direcció -Y).

COMB31; CAS53: 1,00x(Pes propi) + 1,00x(Càrrega permanent) + 1,00x0,7x(Sobrecàrrega d'ús) + 1,00x(Neu en coberta) + 1,00x0,60x(Vent en direcció +X).
COMB32; CAS54: 1,00x(Pes propi) + 1,00x(Càrrega permanent) + 1,00x0,7x(Sobrecàrrega d'ús) + 1,00x(Neu en coberta) + 1,00x0,60x(Vent en direcció -X).

3 MODELITZACIÓ ESTRUCTURAL COMPARATIVA. ANÀLISI DE RESULTATS

3.1 PRESENTACIÓ MODEL ESTRUCTURAL

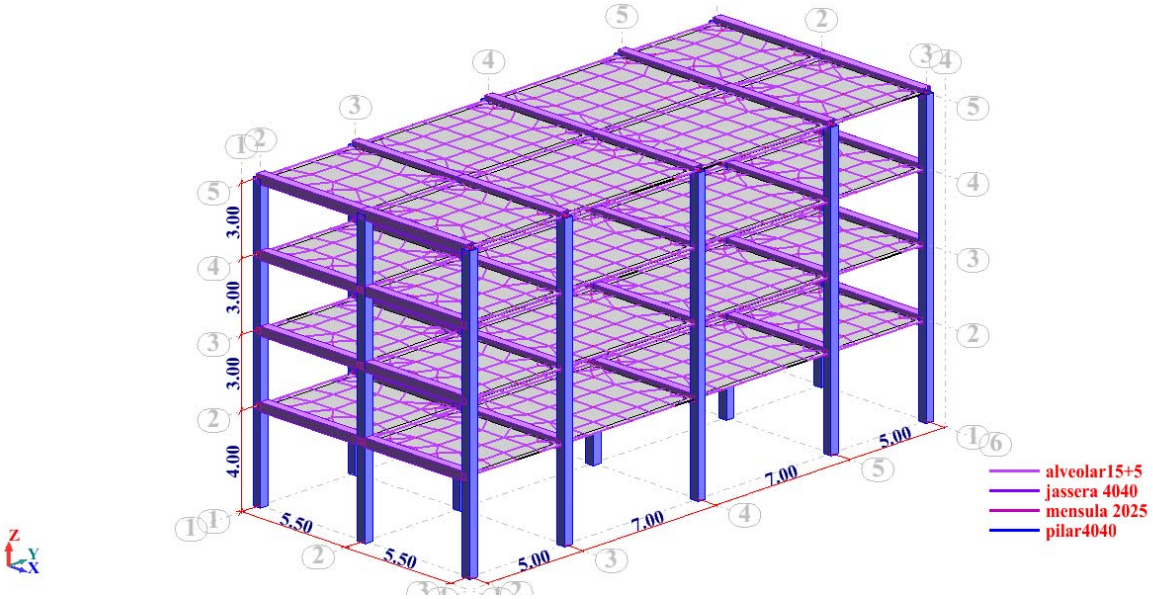


Figura 17- Modelització estructural de partida

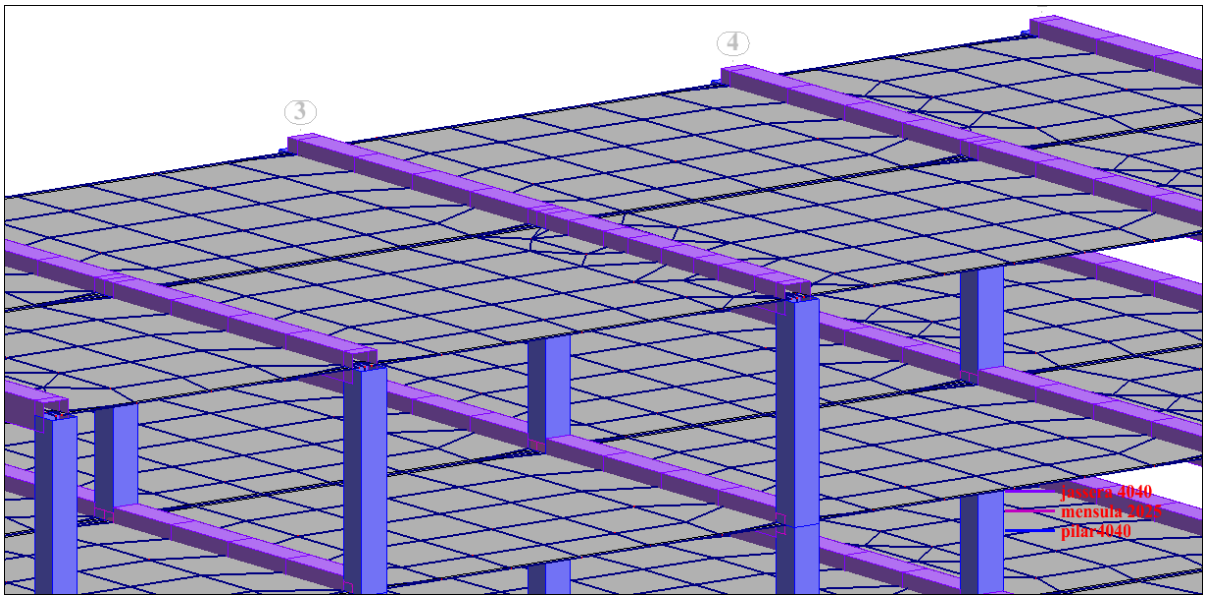


Figura 18- Detall de l'estructura

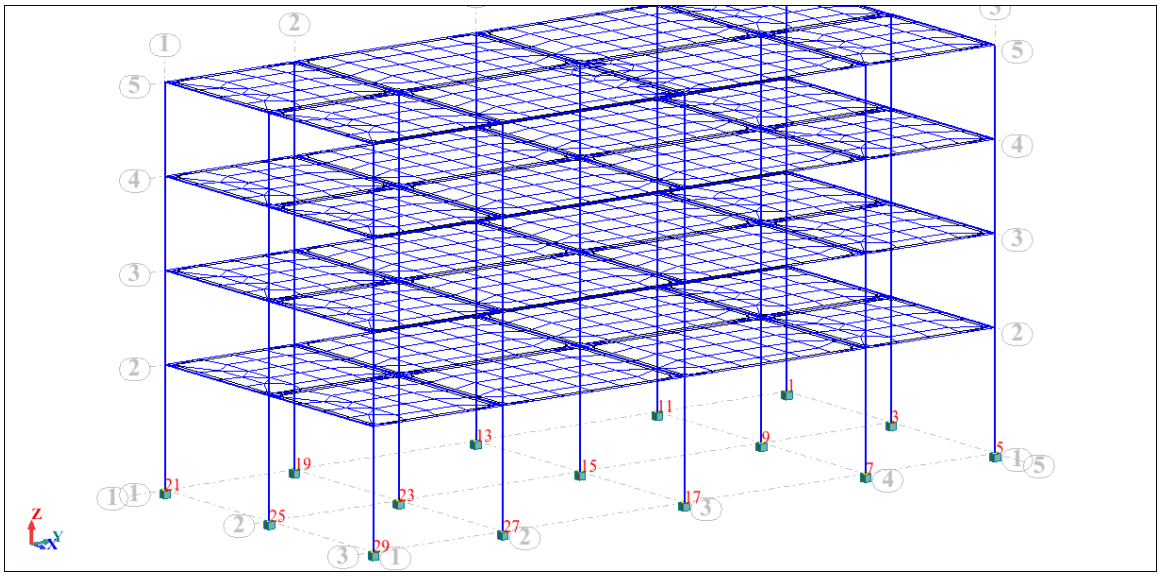


Figura 19- Definició numèrica del NUSOS

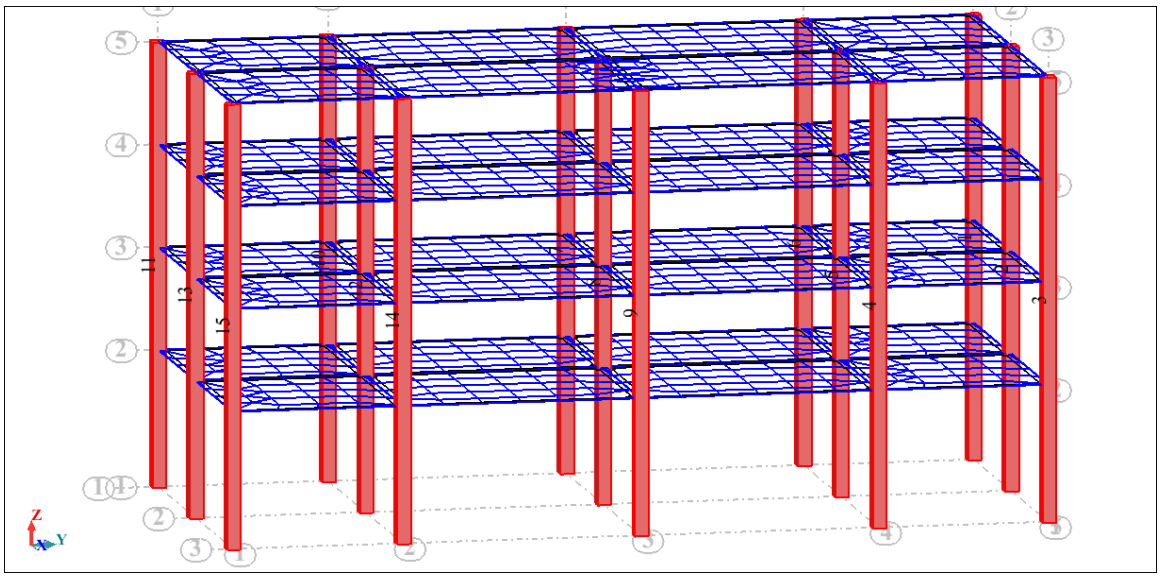


Figura 20- Definició numèrica dels PILARS

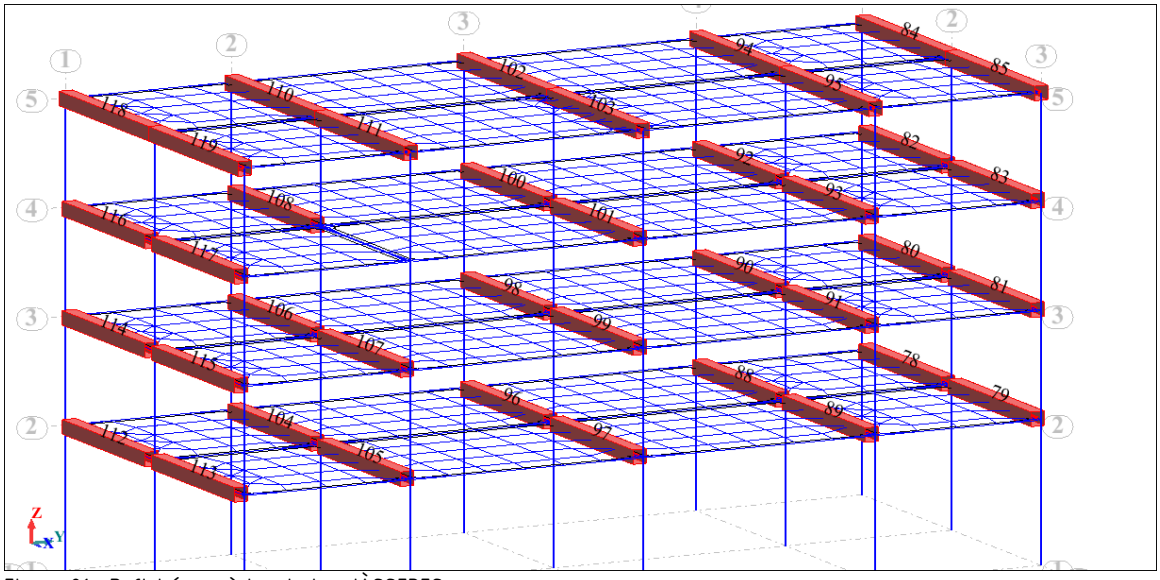


Figura 21- Definicó numèrica de les JÀSSERES

3.2 MODEL ESTRUCTURAL 1. ESPECIFICACIONS, DIAGRAMES DE MOMENTS, TRANSLACIONALITAT-INTRANSLACIONALITAT. ANÀLISI DE RESULTATS

3.2.1 ESPECIFICACIONS MODEL 1

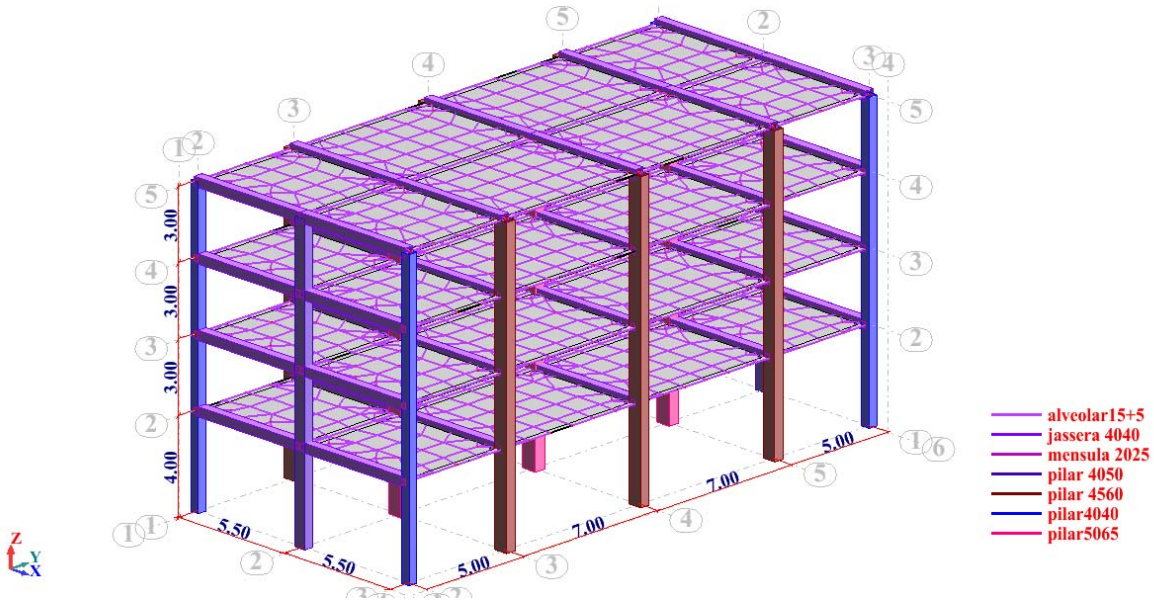


Figura 22- Model estructural que satisfà les condicons del model 1

Els PILARS del present model seran encastats en la base i lliures en el cap

Les JÀSSERES tindran els extrems articulats

3.2.2 ANÀLISI DE RIGIDESA NUSOS MODEL 1

En el present model les unions entre jàsseres i pilars són isostàtiques. Les jàsseres simplement recolzen en les mènsules i caps de pilar de manera que aquests nusos presenten rigidesa nul·la.

3.2.3 DIAGRAMES DE MOMENTS PILARS I JÀSSERES REPRESENTATIVES MODEL 1

La finalitat del present subapartat és presentar els diagrames de Moments en ELU i abans de vinclament de cadascuna de les tipologies de pilars, en aquest cas per al Model 1, model isostàtic. A mesura que el present PFC avança, aquest mateix subapartat es repeteix per al model 2 i 3 i s'observa de quina forma la rigidesa dels nusos afecta a la forma del diagrama.

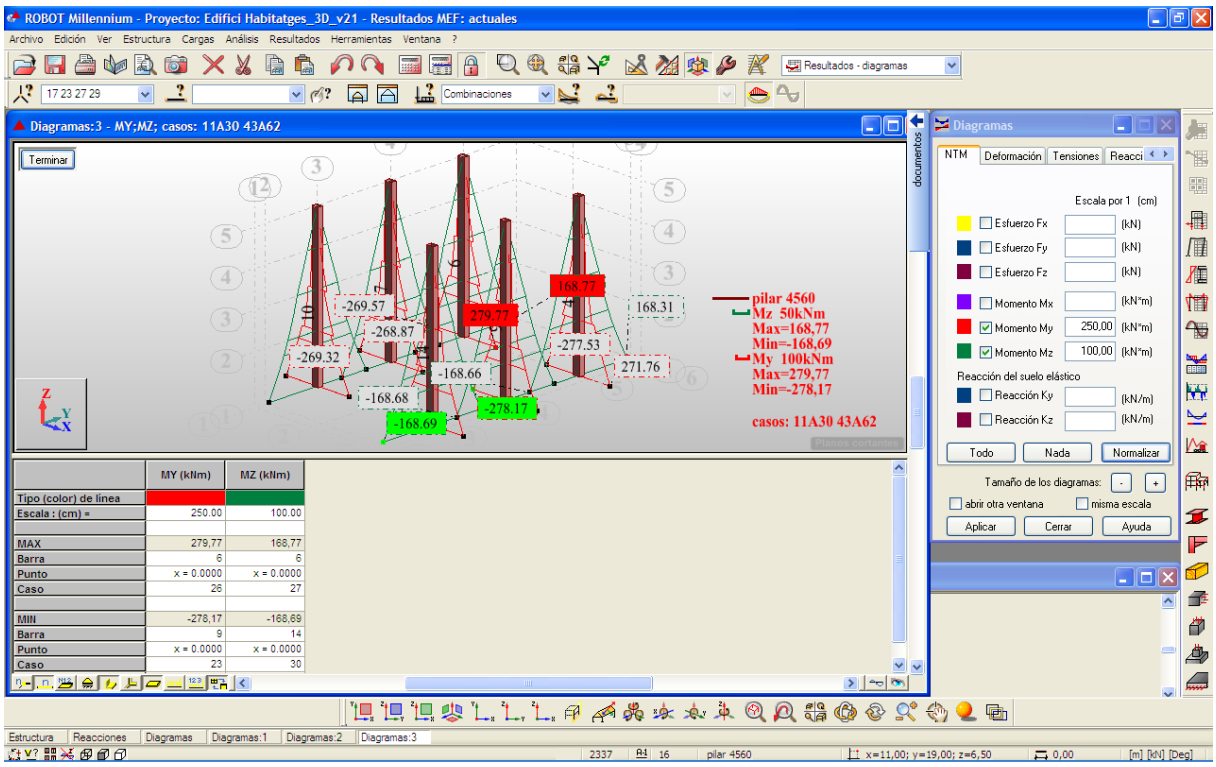


Figura 23- Diagrames de Moments abans de vinclament My, Mz locals Pilars tipus LATERAL en ELU

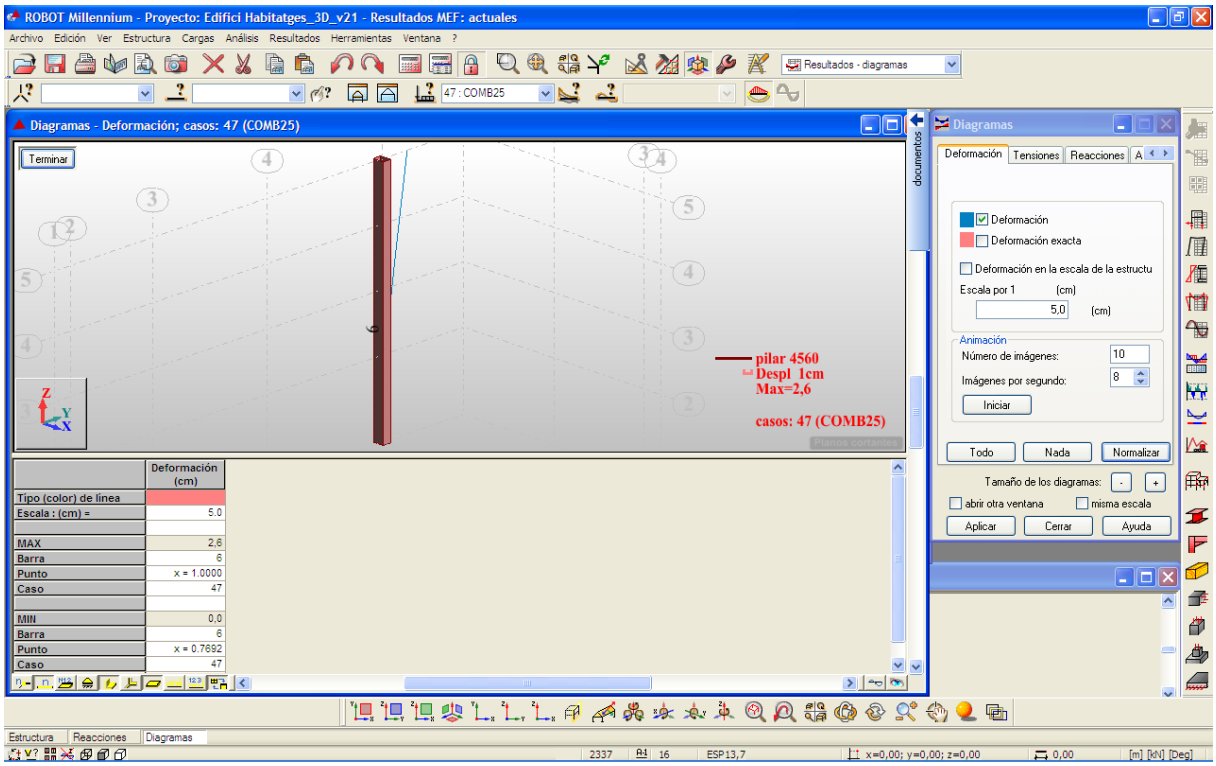


Figura 24- Deformada en direcció Y, en ELS, del pilar LATERAL de màxim moment (restricció CTE: H/500=2,60 cm)

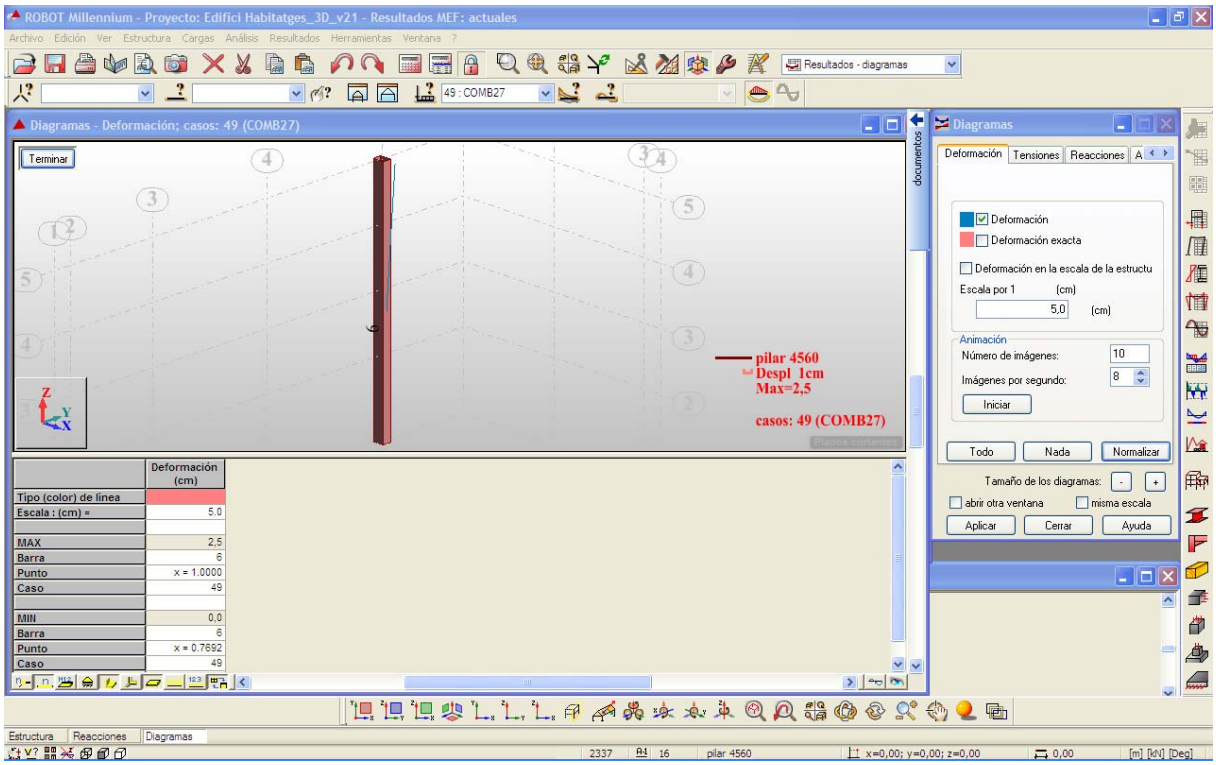


Figura 25- Deformada en direcció X, en ELS, del pilar LATERAL de màxim moment (restricció CTE: H/500=2,60 cm)

La deformació en X i Y obtinguda per al present pilar lateral, coincideix exactament amb el valor de les deformacions en X i Y obtingudes per als pilars de cantonada, frontals i centrals. De manera que les imatges on es mostren les seves deformacions han estat suprimides, amb la finalitat d'indicar exclussivament la informació diferenciadora.

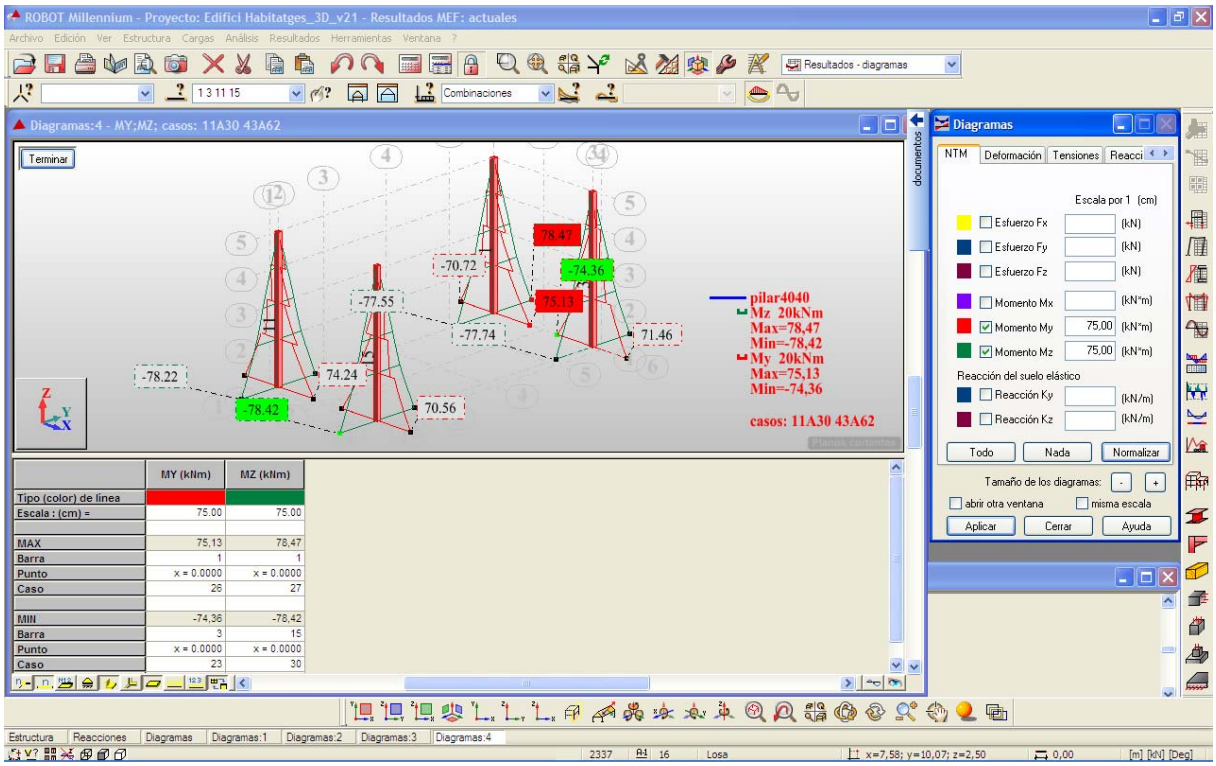


Figura 26- Diagrames de Moments abans de vinclament My, Mz locals Pilars tipus CANTONADA en ELU

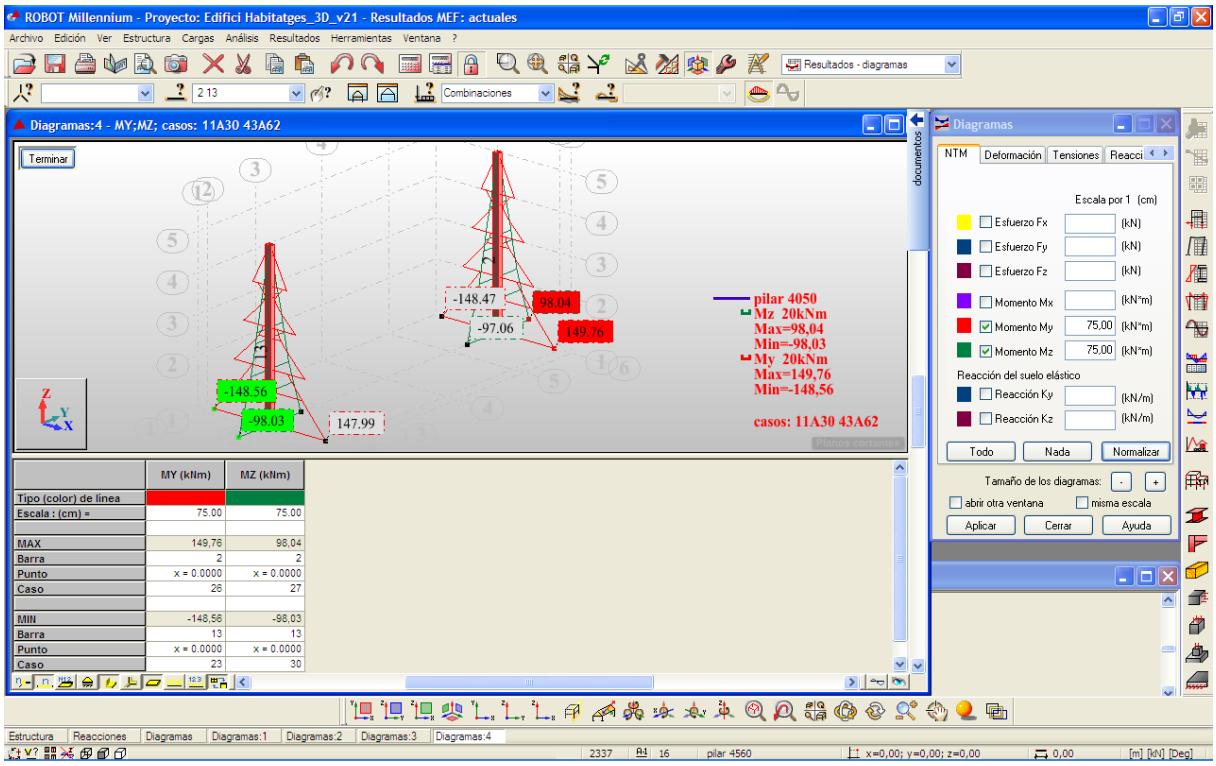


Figura 27- Diagrames de Moments abans de vinclament My, Mz locals Pilars tipus FRONTAL en ELU

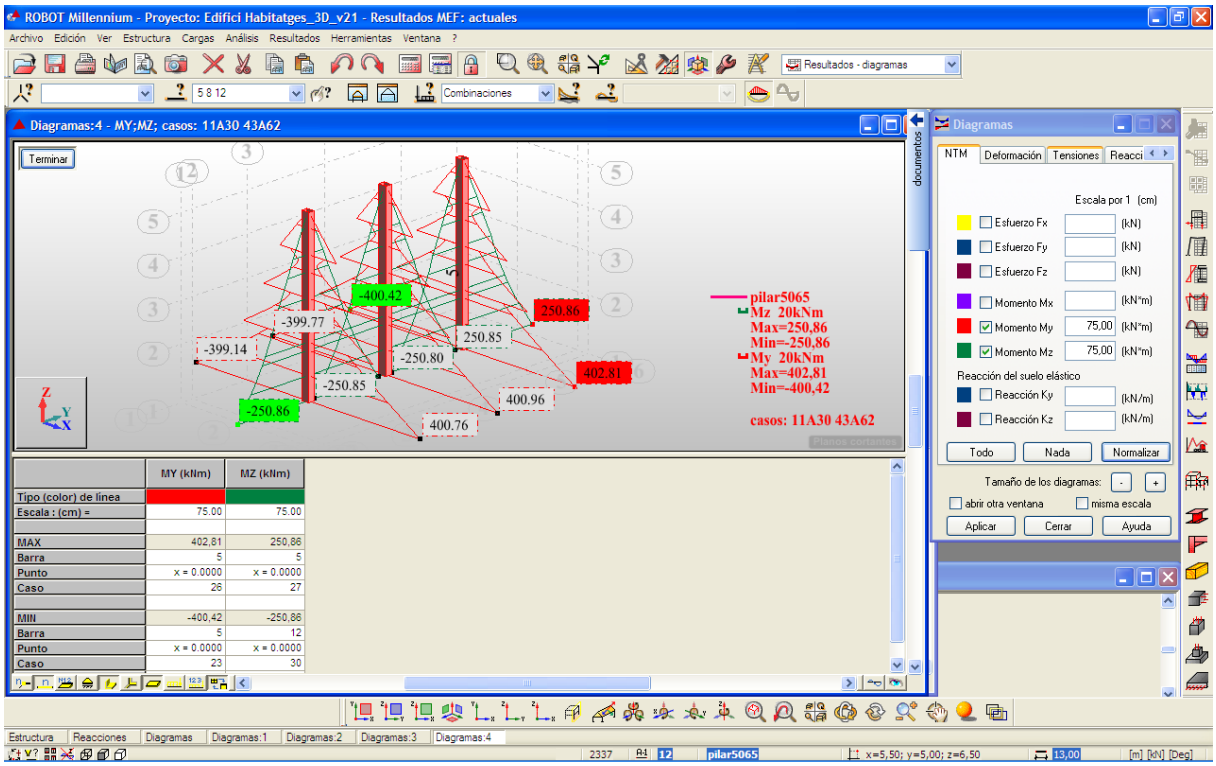


Figura 28- Diagrames de Moments abans de vinclament My, Mz locals Pilars tipus centrals en ELU

En els diagrames que es presenten prèviament d'aquest present model 1 s'observa que en alguns pilars les combinacions sísmiques esdeven la combinació crítica. Amb la finalitat de no distorsionar l'estudi comparatiu, s'eliminen les combinacions de sisme en la modelització estructural.

SI S'ELIMINEN LES COMBINACIONS DE SISME ELS DIAGRAMES DE MOMENTS DE PILARS QUEDEN DE LA SEGÜENT FORMA

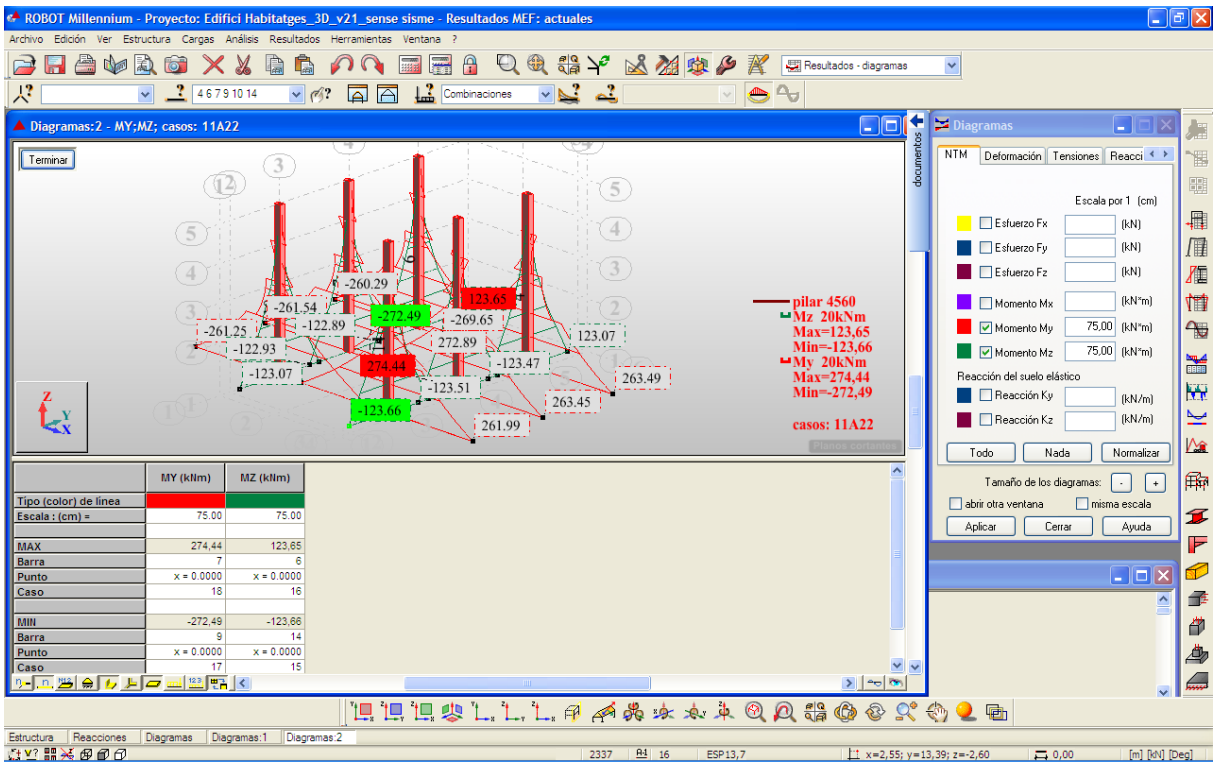


Figura 29- Diagrames de Moments abans de vinclament My, Mz locals Pilars tipus LATERAL en ELU

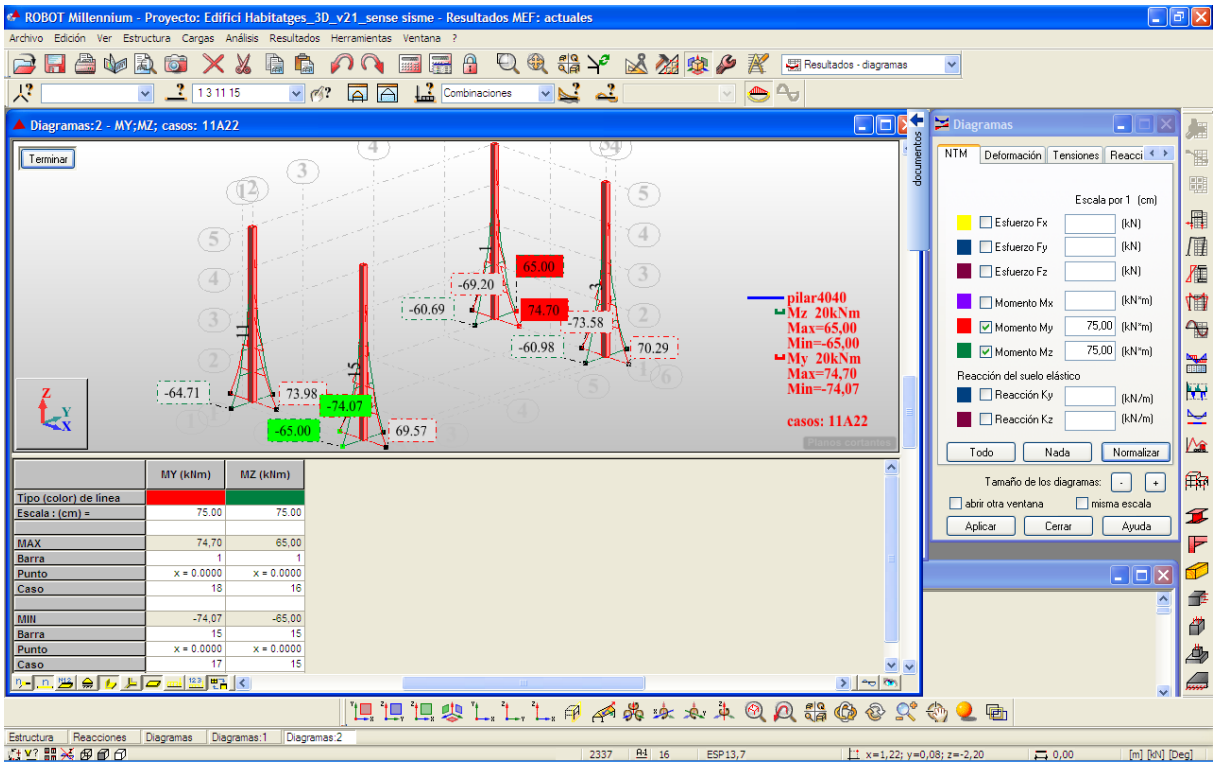


Figura 30- Diagrames de Moments abans de vinclament My, Mz locals Pilars tipus CANTONADA en ELU

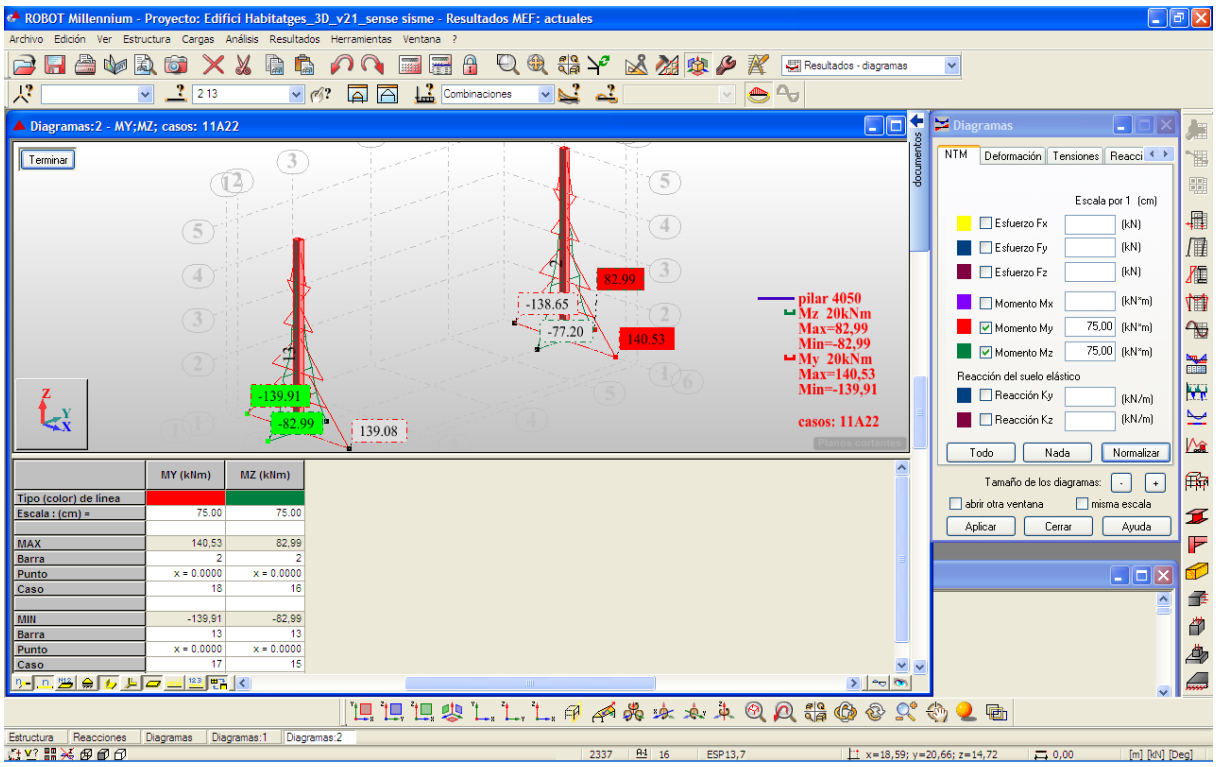


Figura 31- Diagrames de Moments abans de vinclament My, Mz locals Pilars tipus FRONTAL en ELU

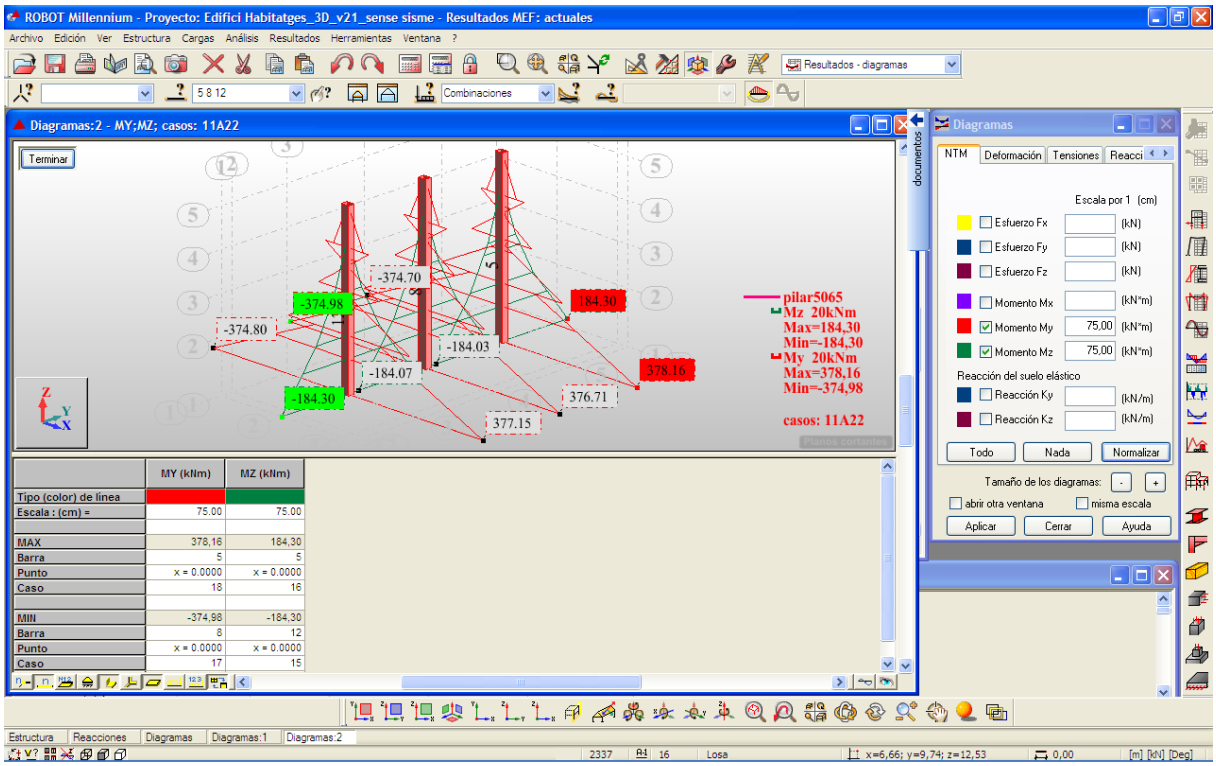


Figura 32- Diagrames de Moments abans de vinclament My, Mz locals Pilars tipus CENTRAL en ELU

JÀSSERES

A continuació es presenta la jàssera tipus, que en el cas del present model 1 té rigidesa d'extrems nul·la. Es mostren les càrregues permanents i d'explotació aplicades, calculades en l'apartat 2.2. S'indica el diagrama de moments obtingut en Estats Limit Últims i la seva deformació, en servei.

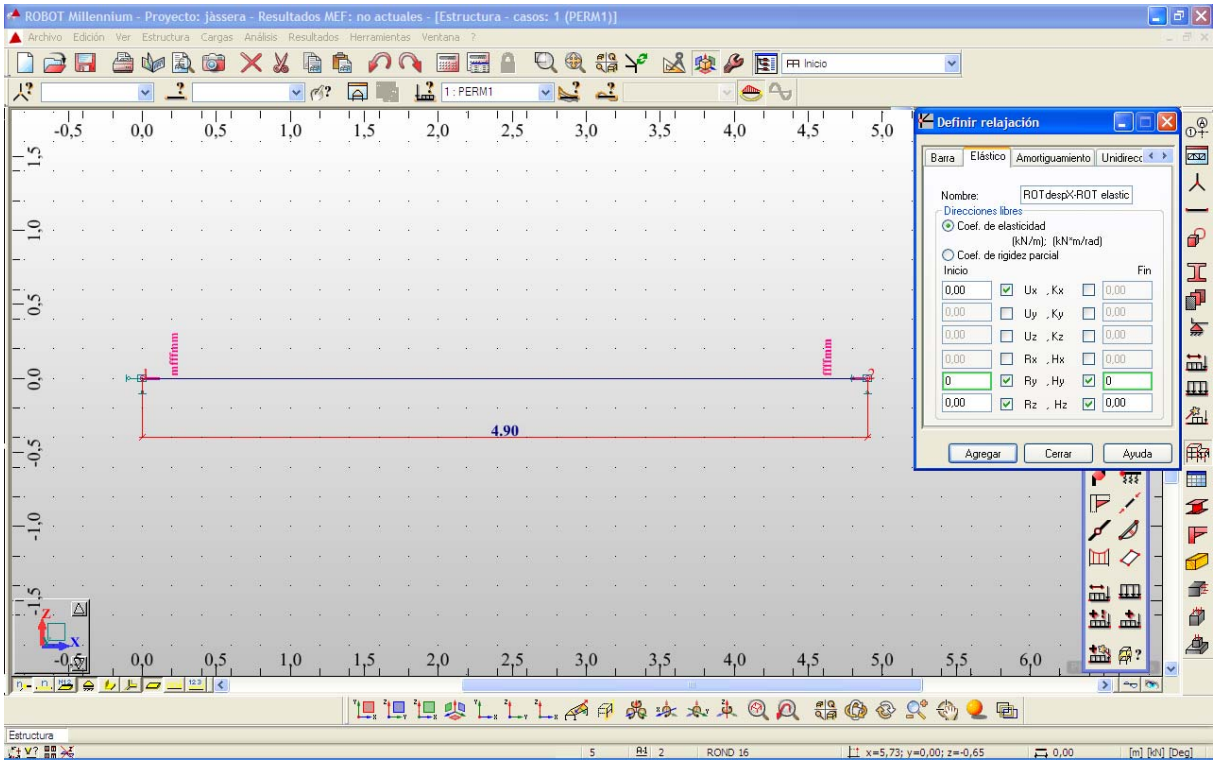


Figura 33- Jàssera d'extrems articulats

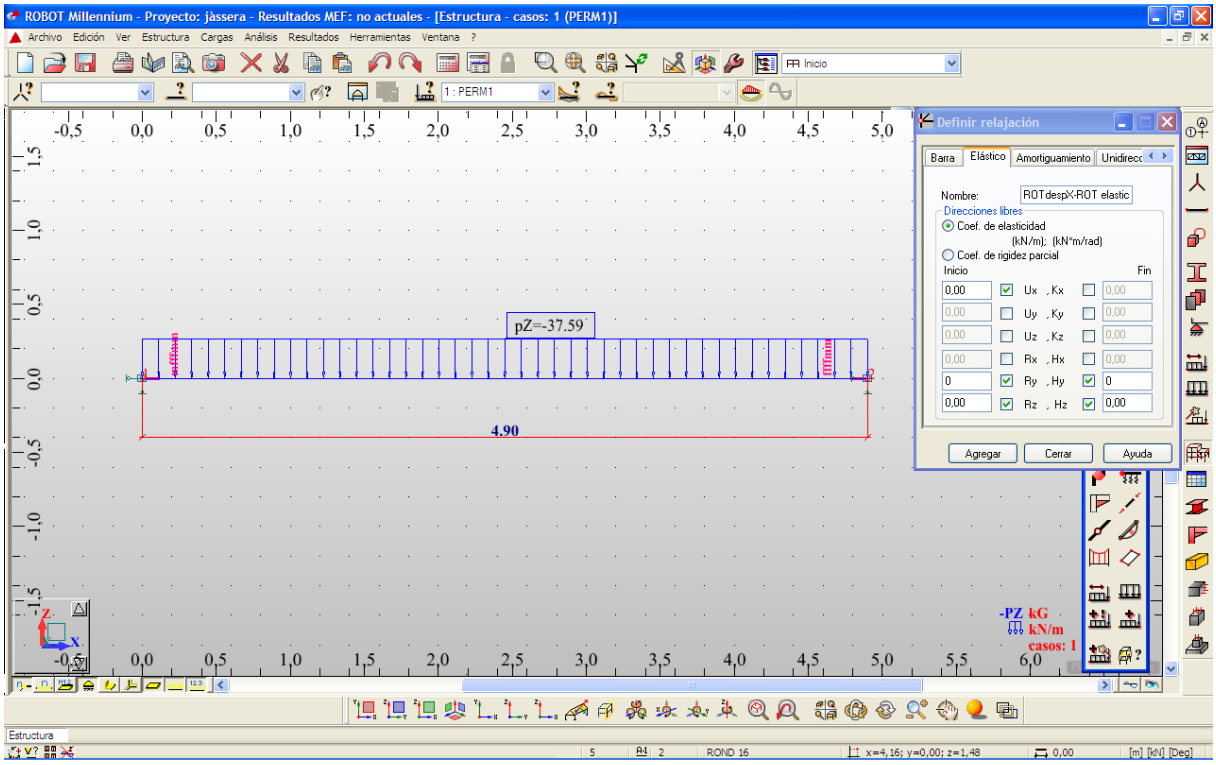


Figura 34- Aplicació de càrrega permanent, en kN/m

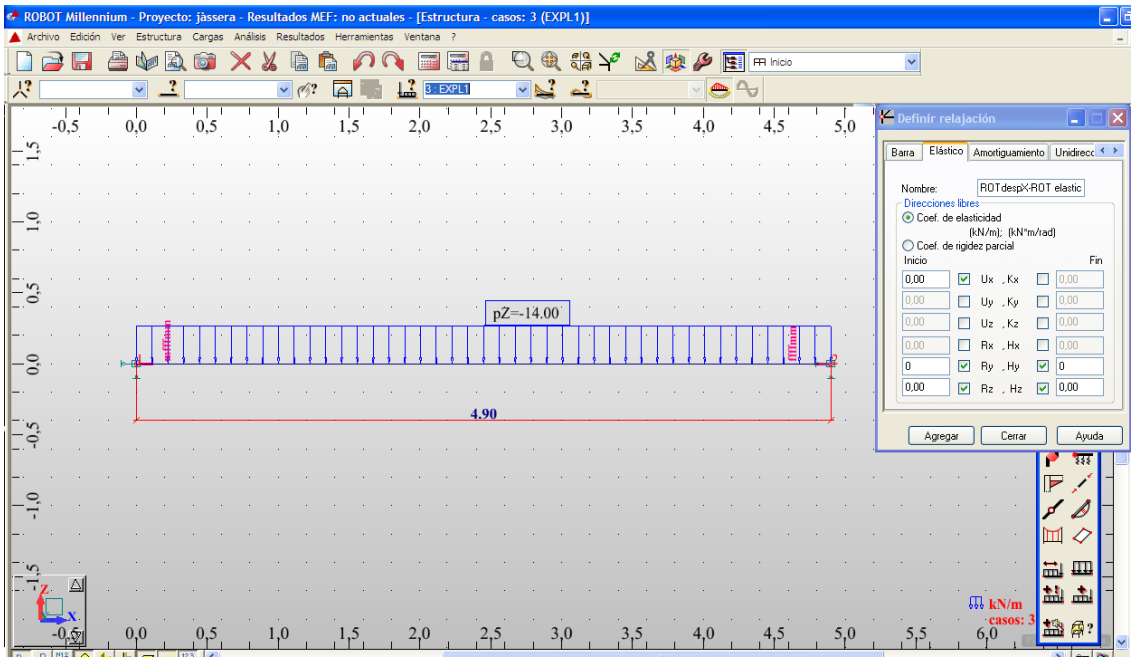


Figura 35- Aplicació de sobrecàrrega d'ús, en kN/m

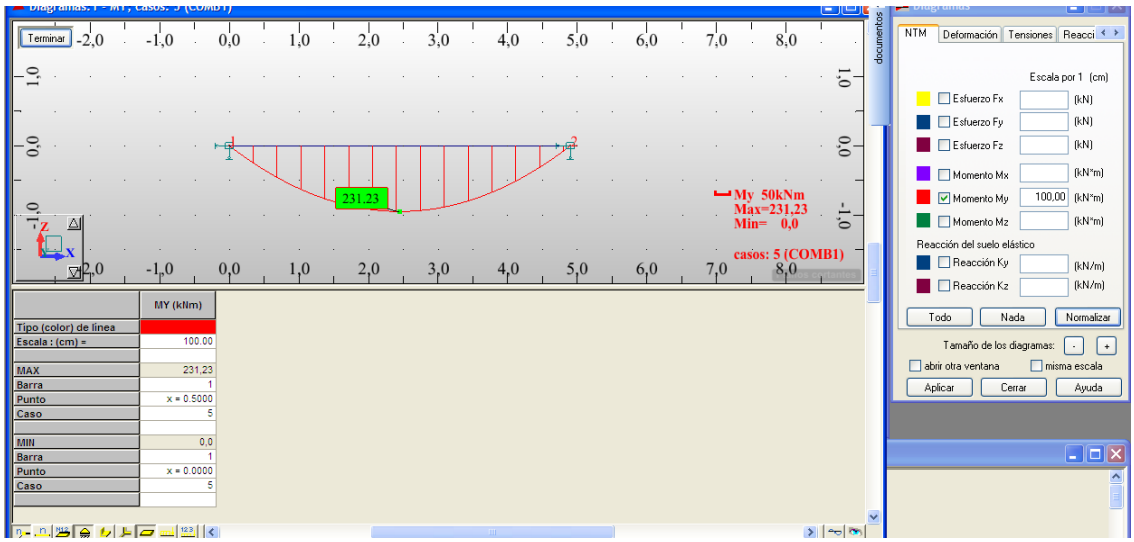


Figura 36- Diagrames de Moments My jàssera FORJAT en ELU. Myd=231,23 kN·m

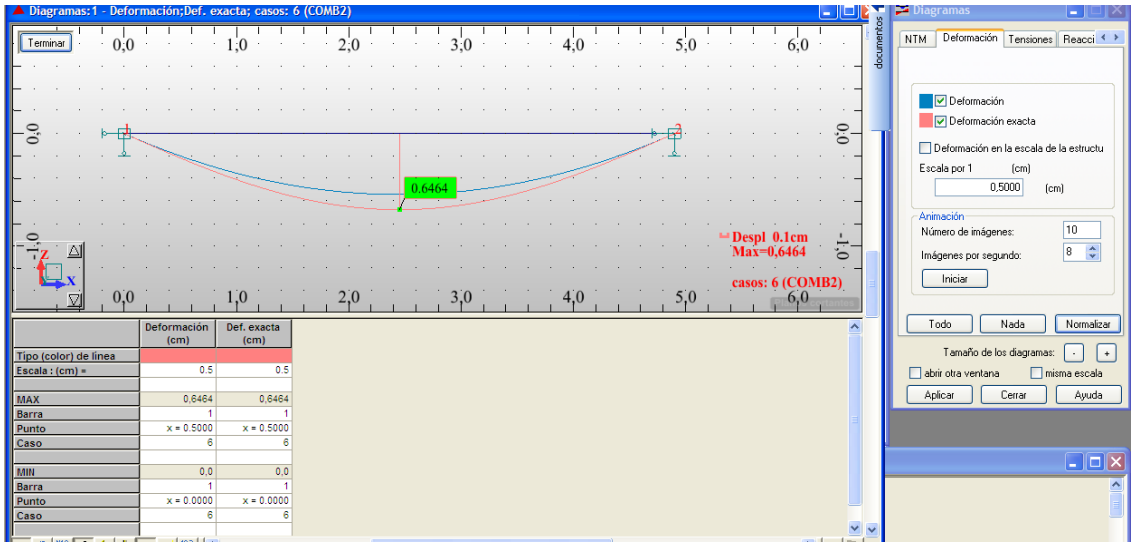


Figura 37- Deformació màx=0,6464 cm

3.2.4 TRANSLACIONALITAT-INTRANSLACIONALITAT DE L'ESTRUCTURA DEL MODEL 1

La translacionalitat de la present estructura serà qüestionada d'acord amb *l'Eurocodi 2 parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación 4.3.5.3.3. Estructuras intranslacionales*

L'Eurocodi 2, EC2 part 1-1: Reglas generales y reglas para edificación apartat 4.3.5.3.3 defineix que si els moments flectors (especialment en els pilars) s'incrementen en menys d'un 10% a l'efectuar un anàlisi en segon ordre (per a totes les hipòtesis de càrrega) el pòrtic es pot considerar com intranslacional. Veure document 4, punt 4.5

En el model 1 es comparen els envolvents de Moments sense combinacions sísmiques i en ELU, que es donen en el peu dels pilars, fent un anàlisi de primer i segon ordre. L'increment de moment, en l'anàlisi de segon ordre respecte del de primer ordre, que s'observa és de l'ordre del 5-18%. Aquests ΔM ens situa, segons el criteri de comparació de *L'EC 2 part 1-1*, en una estructura clarament TRANSLACIONAL. Aquesta classificació serà determinant per al càlcul del factor de vinclament dels pilars del present model 1.

Nusos representatius lateral, cantonada, frontal, central	Moments màxims ELU	Anàlisi 1er ordre	Anàlisi 2on ordre	**ΔM**
13	Mx_d [kN·m]	123,51	145,66	17,94%
	My_d [kN·m]	274,44	288,20	5,01%
1	Mx_d [kN·m]	65,00	75,42	16,03%
	My_d [kN·m]	74,70	78,19	4,67%
25	Mx_d [kN·m]	82,99	95,62	15,22%
	My_d [kN·m]	139,91	147,08	5,12%
9	Mx_d [kN·m]	184,30	216,79	17,63%
	My_d [kN·m]	378,16	398,27	5,32%

Taula 7- S'adjunten a continuació valors de nusos representatius de cada tipologia de pilars

Veure en *ELS ANNEXOS A LA MEMÒRIA, L'ANNEX AN1 CÀLCUL ESTRUCTURAL MODEL 1, APARTAT 1.2 REACCIONS EN LA BASE DELS PILARS PER A LA VALORACIÓ DE LA TRANSLACIONALITAT-INTRANSLACIONALITAT DE L'ESTRUCTURA*, on hi figuren la resta de sol·licitacions en els nusos de base dels pilars prefabricats, no inclosos en la present Taula 7.

S'adjunta Figura 38 que facilita la situació dels nusos de la Taula 7

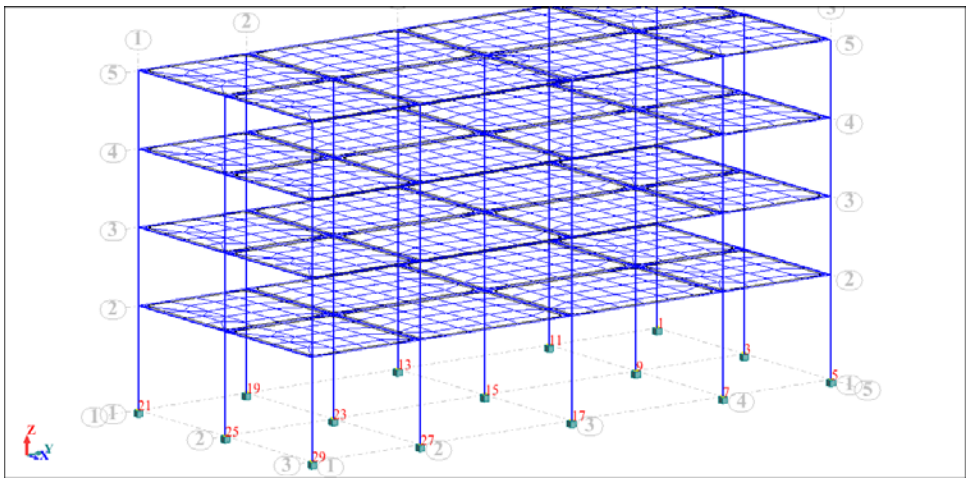


Figura 38- Nusos encastats, de base de pilars

3.2.5 JUSTIFICACIÓ I CÀLCUL DEL FACTOR DE VINCLAMENT α DEL MODEL 1

La normativa de *ESTRUCTURAS DE ACERO EN EDIFICACIÓN EA-95, en el punt 3.2.4.6 Piezas de sección constante sometidas a cargas puntuales*, permet realitzar el càlcul del factor de vinclament en funció del punt d'aplicació de la càrrega.

Defineix que en el cas de compressió produïda per l'actuació d'una càrrega puntual actuant en un punt intermig de pla peça, la longitud de vinclament l_k es calcularà mitjançant l'expressió:

$l_k=\beta \cdot l$

on:

β és el coeficient d'esbeltesa que s'obté; l és la longitud de la peça de la Taula 8 en funció de la peça en els seus extrems i de la relació l_1/l que defineix la posició de la càrrega.

En el cas d'actuació d'n càrregues puntuals Pi, el coeficient d'esbeltesa β és:

$\beta = \sqrt{\Sigma_1^n \alpha_i \cdot \beta_i^2}$

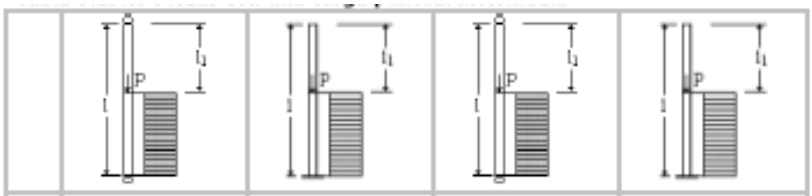
on:

$\alpha_i = P_i/\Sigma_1^n P_i$

β_i és el coeficient corresponent a P_i com si actués aïlladament

En la taula 3.2.4.6 es recullen els valors de β^2 en funció de la vinculació de la peça i de la relació l1/l que defineix la posició de cadascuna de les càrregues puntuals.

El càlcul de la peça es realitzarà considerant el màxim esforç normal ponderat que actua sobre ella

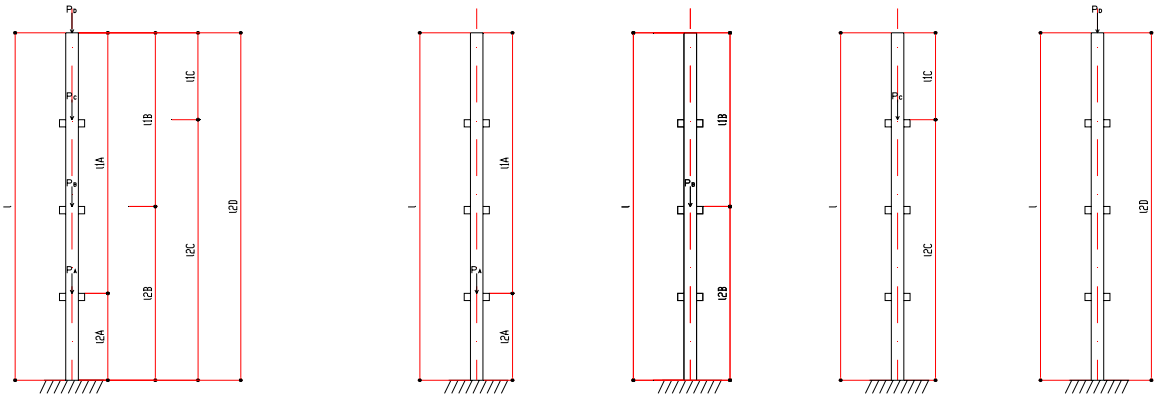


l_1/l	Pieza biarticulada		Pieza libre y empotrada		Pieza empotrada y apoyada		Pieza biempotrada	
	β	β^2	β	β^2	β	β^2	β	β^2
0.0	1.000	1.000	2.000	4.000	0.699	0.4896	0.500	0.2500
0.1	0.898	0.806	1.800	3.240	0.605	0.3662	0.494	0.2446
0.2	0.805	0.649	1.600	2.560	0.533	0.2850	0.471	0.2219
0.3	0.741	0.549	1.400	1.960	0.481	0.2319	0.430	0.1851
0.4	0.711	0.506	1.200	1.440	0.458	0.2101	0.387	0.1502
0.5	0.707	0.500	1.000	1.000	0.456	0.2085	0.364	0.1326
0.6	0.703	0.494	0.800	0.640	0.440	0.1942	0.362	0.1311
0.7	0.671	0.451	0.600	0.360	0.392	0.1543	0.340	0.1159
0.8	0.592	0.351	0.400	0.160	0.306	0.0938	0.279	0.0781
0.9	0.440	0.194	0.200	0.040	0.173	0.0310	0.168	0.0285
1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.000	0.0000

Taula 8- Peces amb una càrrega puntual intermitja. NBE EA-95 Estructuras de Acero en Edificación. Ministerio de Fomento. 1996.

Es presenta tot seguit el model de full de càlcul realitzat, que ha servit de base per a trobar el valor resultant de β. El model presenta el càlcul del factor de vinclament d'un pilar tipus LATERAL

CÀLCUL FACTOR β SEGONS 3.2.4.6 ESTRUCTURAS DE ACERO EN EDIFICACIÓN EA-95



PILAR NÚMERO		
PILAR TIPUS	**LATERAL**	
	[kN]	
$P_0=P_{base\ pilar}$	24,00	
P_A	170,87	
P_B	170,87	
P_C	170,87	
P_D	136,22	
$P_A+P_B+P_C+P_D$	672,83	
	[m]	
l	13	
l_{20}	0	
l_{10}	13	
L_{10}/l	1,0	
β_0	0	lectura en taula 3.2.4.6
$\alpha_0=P_0/(P_A+P_B+P_C+P_D)$	0,036	
	[m]	
l	13	
l_{2A}	4	
l_{1A}	9	
L_{1A}/l	0,7	
β_A	0,6	lectura en taula 3.2.4.6
$\alpha_A=P_A/(P_A+P_B+P_C+P_D)$	0,254	
	[m]	
l	13	
L_{2B}	7	
L_{1B}	6	
L_{1B}/l	0,5	
β_B	1	lectura en taula 3.2.4.6
$\alpha_B=P_B/(P_A+P_B+P_C+P_D)$	0,254	
	[m]	
l	13	
L_{2C}	10	
L_{1C}	3	
L_{1C}/l	0,2	
β_C	1,6	lectura en taula 3.2.4.6
$\alpha_C=P_C/(P_A+P_B+P_C+P_D)$	0,254	
	[m]	
l	13	
L_{2D}	13	
L_{1D}	0	
L_{1D}/l	0	
β_D	2	lectura en taula 3.2.4.6
$\alpha_D=P_D/(P_A+P_B+P_C+P_D)$	0,202	
$\beta=\sqrt{[(\alpha_A\cdot\beta_A^2)+(\alpha_B\cdot\beta_B^2)+(\alpha_C\cdot\beta_C^2)+(\alpha_D\cdot\beta_D^2)]}$	**1,34**	

En el caso de actuación de n cargas puntuales Pi el coeficiente de esbeltez β es:
donde:

$$\beta=\sqrt{\sum_{i=1}^{n}\alpha_i\beta_i^2}$$

donde:

$$\alpha_i=\frac{P_i}{\sum_{i=1}^{n}P_i}$$

β_i es el coeficiente correspondiente a P_i como si actuase aisladamente.

En la tabla 3.2.4.6 se recogen los valores de β^2 en función de la vinculación de la pieza y de la relación l_i/l que define la posición de cada una de las cargas puntuales.

El cálculo de la pieza se hará considerando el máximo esfuerzo normal ponderado que actúa sobre ella.

Tabla 3.2.4.6 Piezas con una carga puntual intermedia

l_i/l	Pieza biarticulada		Pieza libre y empotrada		Pieza empotrada y apoyada		Pieza biempotrada	
	β	β^2	β	β^2	β	β^2	β	β^2
0.0	1.000	1.000	2.000	4.000	0.699	0.4896	0.500	0.2500
0.1	0.898	0.806	1.800	3.240	0.605	0.3662	0.494	0.2446
0.2	0.805	0.649	1.600	2.560	0.533	0.2850	0.471	0.2219
0.3	0.741	0.549	1.400	1.960	0.481	0.2319	0.430	0.1851
0.4	0.711	0.506	1.200	1.440	0.458	0.2101	0.387	0.1502
0.5	0.707	0.500	1.000	1.000	0.456	0.2085	0.364	0.1326
0.6	0.703	0.494	0.800	0.640	0.440	0.1942	0.362	0.1311
0.7	0.671	0.451	0.600	0.360	0.392	0.1543	0.340	0.1159
0.8	0.592	0.351	0.400	0.160	0.306	0.0938	0.279	0.0781
0.9	0.440	0.194	0.200	0.040	0.173	0.0310	0.168	0.0285
1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.000	0.0000

El valor de β obtingut per al pilar tipus lateral és de β=1,34. Anàlogament per al pilar de cantonada β=1,34; pilar frontal β=1,35 i pilar central β=1,35. Degut a la homogeneïtat de valors obtinguts, es prendrà un mateix valor β per al càlcul de tots els pilars del present model 1, que prendrà per valor el més desfavorable dels valors otinguts: **β=1,35**

En l'Annex 1 de la memòria *AN1 CÀLCUL ESTRUCTURAL MODEL 1; apartat 1.1 CÀLCUL JUSTIFICATIU FACTOR β DE VINCLAMENT DE CADASCUNA DE LES TIPOLOGIES DE PILARS* es presenten les justificacions de càlcul del factor β del present model de cadascuna de les tipologies de pilars (lateral, de cantonada, frontal i central)

3.2.6 ANÀLISI DE RESULTATS DEL DIMENSIONAMENT DE PILARS I JÀSSERES MODEL 1

Tot seguit es presenten les taules resum que resulten del dimensionament de pilars i jàsseres realitzat i que es troba contingut en l'ANNEX A CÀLCUL ESTRUCTURAL MODEL 1, APARTATS A3 I A4 on hi figuren les notes de càlcul i detalls d'armadura de pilars i jàsseres respectivament.

PILARS

- Estructura Translacional; α=1,35

UTS PILAR	TIPUS	DESCRIPCIÓ	m³ FORMIGÓ HA-45	kg FERRO B 500 S	ARMAT LONGITUDINAL	ARMAT TRANSVERSAL
6	LATERAL	Secció 60x45 cm L=13 m HA-45 1 mènsula bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	**3,460**	**661**	8Φ25+6Φ20	43Φ8 □ 129Φ8 ⌈
4	CANTONADA	Secció 40x40 cm L=13 m HA-45 1 mènsula bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	**2,050**	**414**	12Φ20	43Φ8 □
2	FRONTAL	Secció 50x40 cm L=13 m HA-45 2 mènsules bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	**2,560**	**694**	12Φ25+2Φ16	53Φ8 □ 53Φ8 ⌈
3	CENTRAL	Secció 65x50 cm L=13 m HA-45 2 mènsules bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	**4,160**	**1090**	20Φ25	43Φ8 □ 172Φ8 ⌈
			46,56	10280		

Taula 9- Resum de quanties de materials per a pilars

JÀSSERES

UTS JÀSSERA	TIPUS	DESCRIPCIÓ	m³ FORMIGÓ HA-45	kg FERRO B 500 S	ARMAT LONGITUDINAL	ARMAT TRANSVERSAL
40	FORJAT+COBERTA	Secció 40x40 cm L=5,30 m Situada en nivells 400, 700, 1000 i 1300 cm	**0,816**	**121**	T: 9Φ16 C: 5Φ12	26Φ6 □ 78Φ6 ⌈
			32,64	4840		

Taula 10- Resum de quanties de materials per a jàsseres

PLAQUES ALVEOLARS

- 88 uts de plaques alveolars pretensades, de 110 cm d'amplària i 520 cm de longitud de formigó HP-45 i tipus 15-2+5, situades en els nivells 400, 700, 1000 i 1300 cm.
- 88 uts de plaques alveolars pretensades, de 110 cm d'amplària i 700 cm de longitud, de formigó HP-45 i tipus 15-8+5, situades en els nivells 400, 700, 1000 i 1300 cm.

3.3 MODEL ESTRUCTURAL 2. ESPECIFICACIONS, DIAGRAMES DE MOMENTS, TRANSLACIONALITAT-INTRANSLACIONALITAT. ANÀLISI DE RESULTATS.

3.3.1 ESPECIFICACIONS MODEL 2

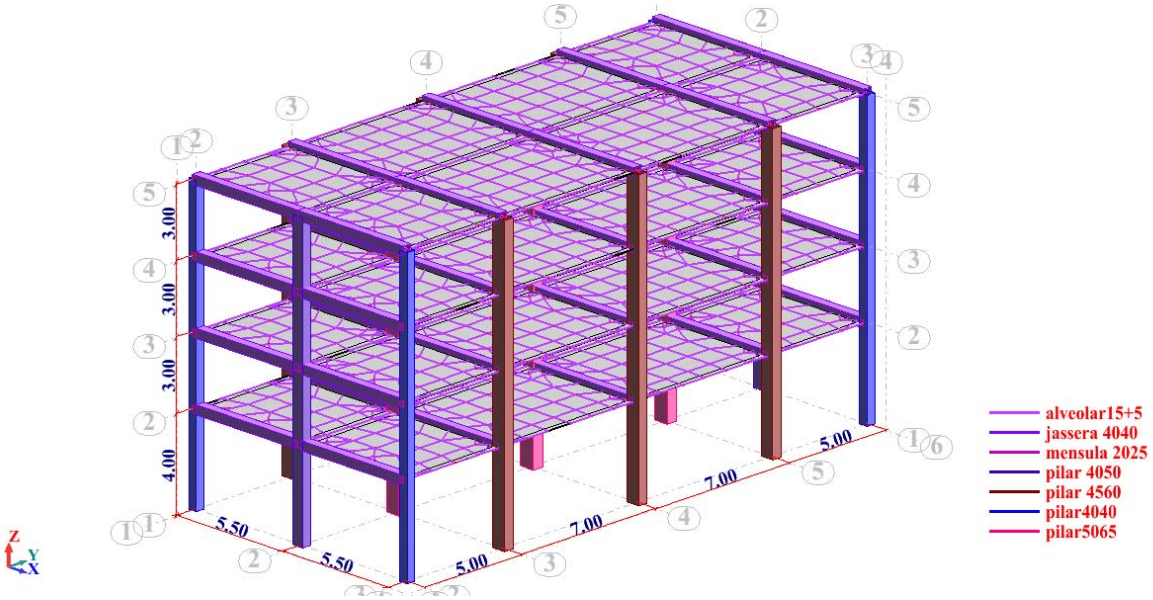


Figura 39- Model estructural que satisfà les condicions del model 2

Els PILARS del present model seran encastats en la base i lliures en el cap

En les JÀSSERES, s'introduirà en els extrems un petit valor de rigidesa, que els hi transferirà cert grau d'encastament.

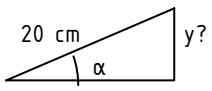
3.3.2 ANÀLISI DE RIGIDESA NUSOS MODEL 2

La finalitat de l'estudi que es realitza en aquest apartat és poder trobar de forma rigorosa quina és la rigidesa dels nusos de forjat i coberta del present model. Es realitzarà una modelització del nus amb el programa de càlcul Robot Milennium que permet abordar el càlcul d'elements finits. Es modelitzarà el sòlid jàssera de 40x40 cm i L=510 cm , es defineixen els recolzaments de 20 cm i es permet el gir a l'entorn d'y. Es defineixen vàries opcions possibles d'armat passant 1 o 2 unitats de barres situades a sota el recolzament a 10 cm de l'extrem de la jàssera, de diàmetres 20 i 25 mm.
Les accions introduïdes són Qg=37,59 kN/m i Qq=14 kN/m.

La opció d'un únic diàmetre d'armat passant NUS 2 FI, finalment es descarta perquè s'obtenen unes rigideses despreciables, gairebé nul·les. I per tant es presenta l'anàlisi realitzat amb 2 diàmetres passants de connexió corresponents al NUS 2 FII, del que en resulten rigideses que comencen a ser interessants.

La finalitat de l'anàlisi LOCAL del nus per elements finits és treure la lectura de:

- Els desplaçaments verticals (y?) en el nus. La distància horitzontal del recolzament és coneguda (20 cm), d'aquesta manera es pot calcular l'angle (α) en rad, del gir que es dóna en el nus.



  α=arc sin (y/20) [rad]
- Les Fy [kN] de les barres (1 o 2) disposades a x=0,10 m.
  Moment nus = Fy·x [kN·m]
- La fletxa màxima de la jàssera [cm]

A partir de l'angle α i Moment nus calculats, es busca el valor de la Rigidesa del nus: Rigidesa= M/α [kN·m/rad]

Per a validar els resultats obtinguts en l'anàlisi local, es comproven els valors aplicant-los en un càlcul GOBAL. Per a fer-ho es modelitza un jàssera de geometria i càrregues idèntiques a la de l'anàlisi local i s'hi aplica en els nusos extrems, la rigidesa obtinguda en l'anàlisi local. S'observa que malgrat el valor de la fletxa obtinguda és molt similar a la fletxa llegida en l'anàlisi local, els Moments negatius d'extrem en ELS divergeixen en valor del Moment nus calculat en l'anàlisi local.
Veure càlculs que segueixen, realitzats per a 2ϕ20 i 2ϕ25 i Taules 11 i 12, que recullen els resultats obtinguts. Veure a partir de les taules, els plantejaments que es realitzen.

Tot seguit es presenta la metodologia exposada aplicada al NUS 2 FII, segons la designació emprada en el projecte i que correspon als plànols adjunts en el present PFC

NUS 2 FII

Model L=5,10 m amb Qg=37,59 kN/m, Qq=14 kN/m i 2 diàmetres ϕ mm en cada extrem, situats en la base del recolzament, a 10 cm del punt de gir i 10 cm de l'extrem de la jàssera

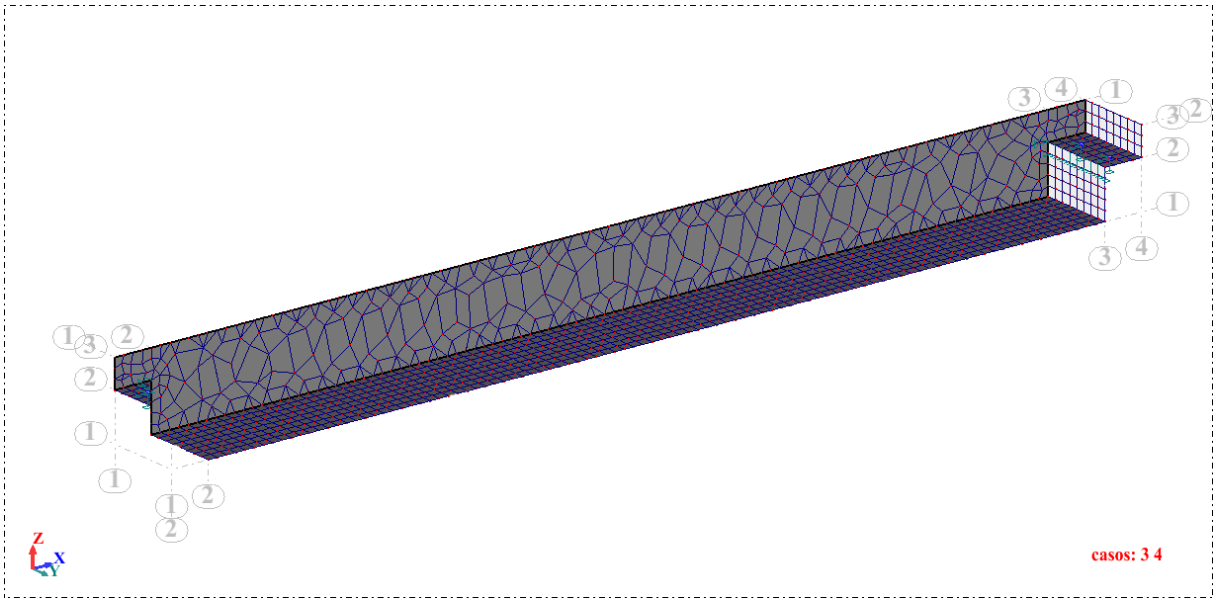


Figura 40- Presentació modelització de la jàssera en elements finits

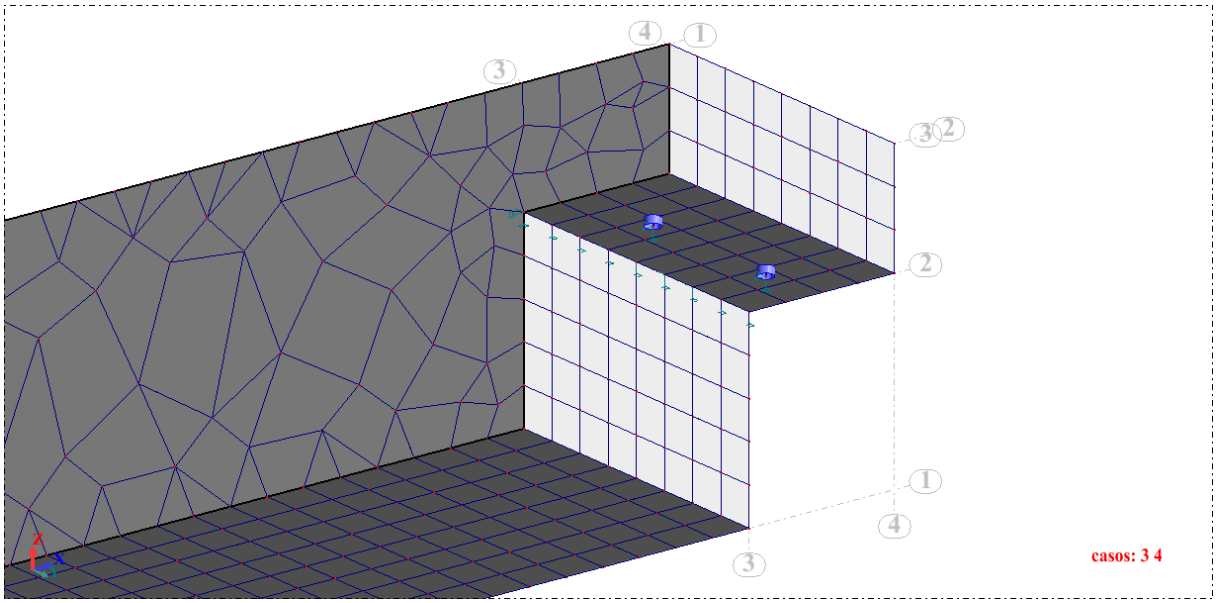


Figura 41- Detall del recolzament

Φ= 20 mm

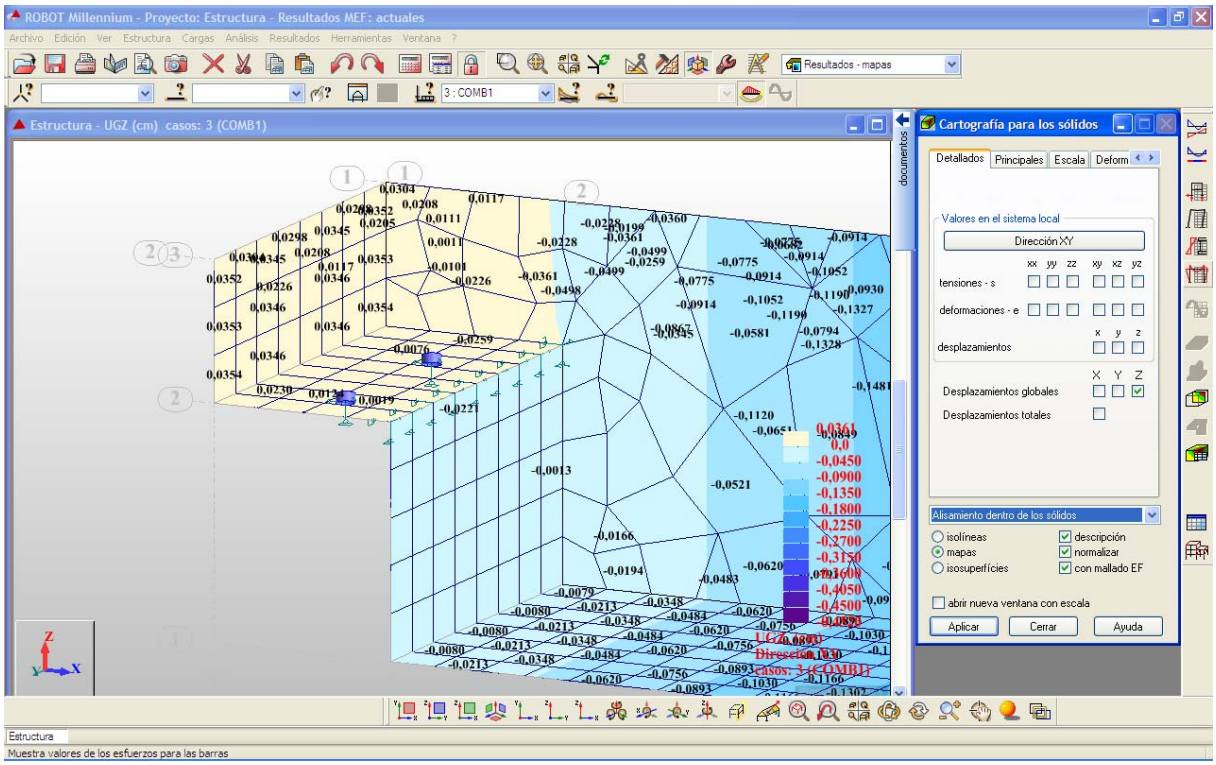


Figura 42- Visualització de desplaçaments verticals (eix Z)

y=0,0350 cm

α = arcsin 0,0350/20 = 1,75·10^{-3} rad

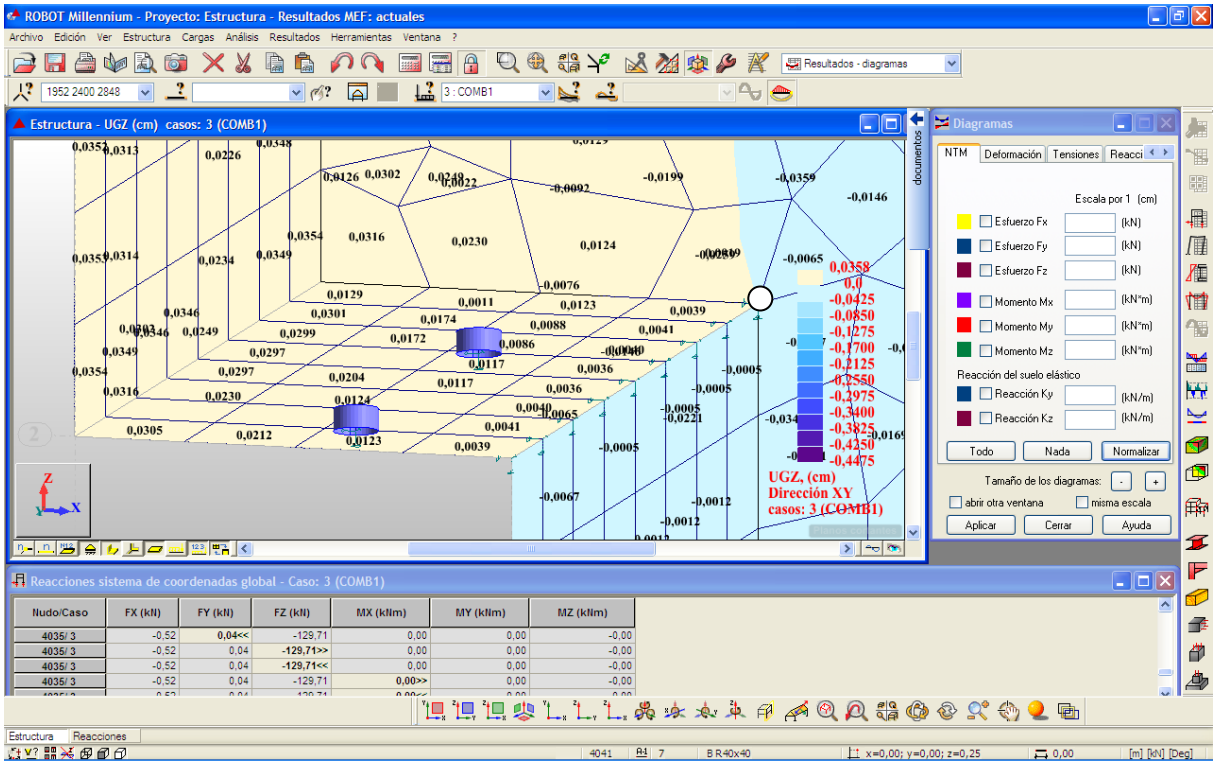


Figura 43- Reaccions en els nusos de base de les 2 barres d'acer, en kN

F=129,71 kN

2·F·0,10=M

M=25,9420 kN·m

Rigidesa nus = M/α = 25,9420 kN·m / 1,75·10^{-3} rad = **14824 kN·m/rad**

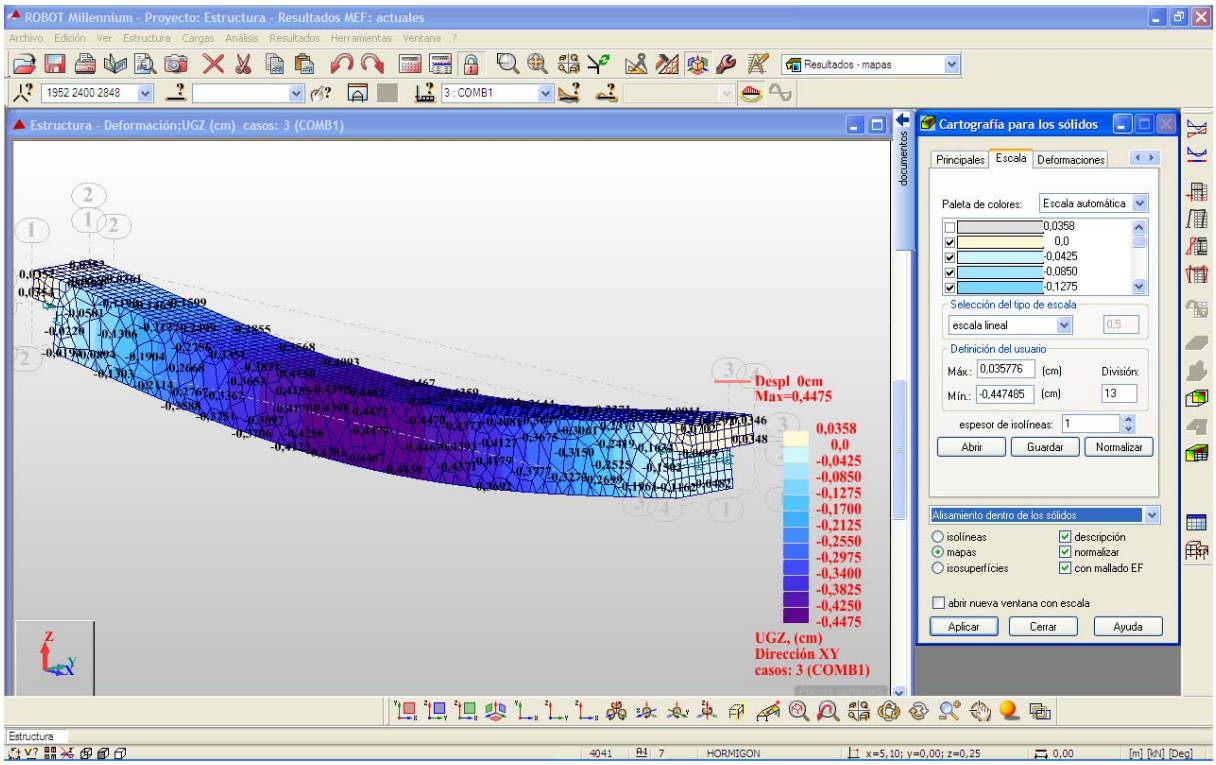


Figura 44- Deformada de la jàssera

Fletxa màxima = 0,447485 cm

PAS DE COMPROVACIÓ DEL CÀLCUL LOCAL A GLOBAL

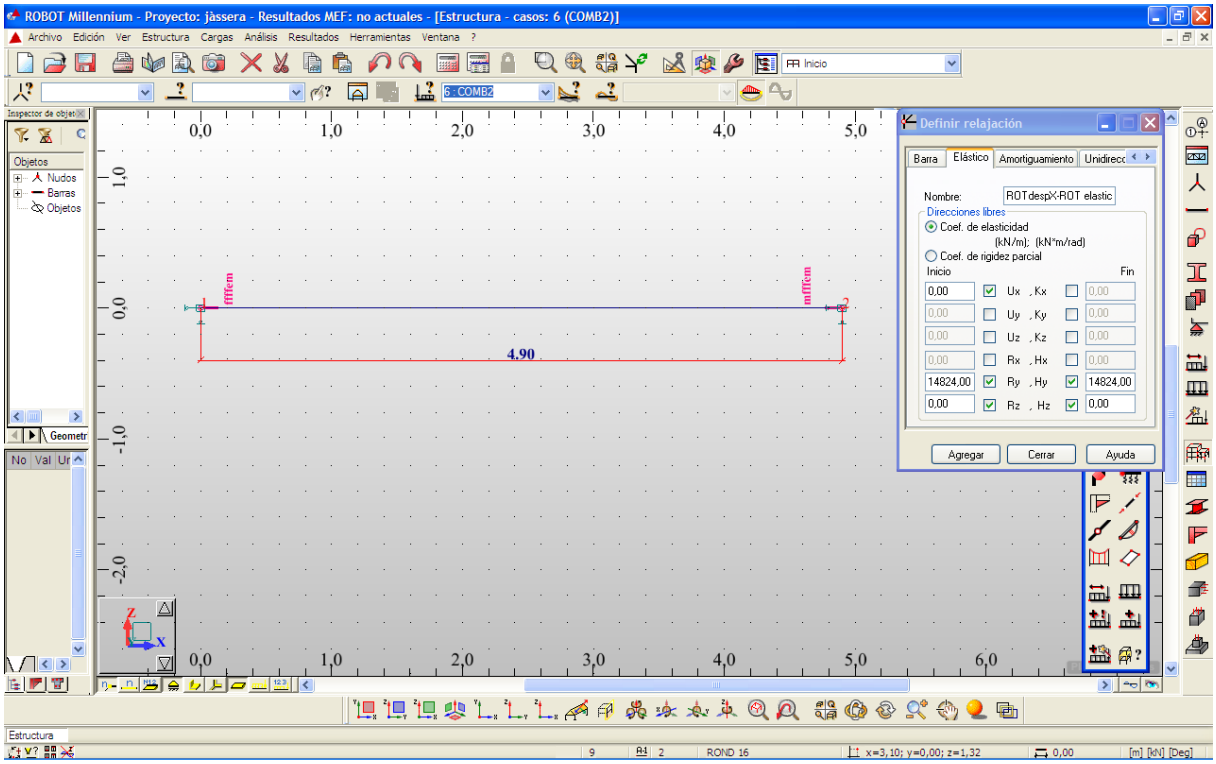


Figura 45- Generació de model de jàssera de longitud igual a la longitud que es dóna entre punts de gir

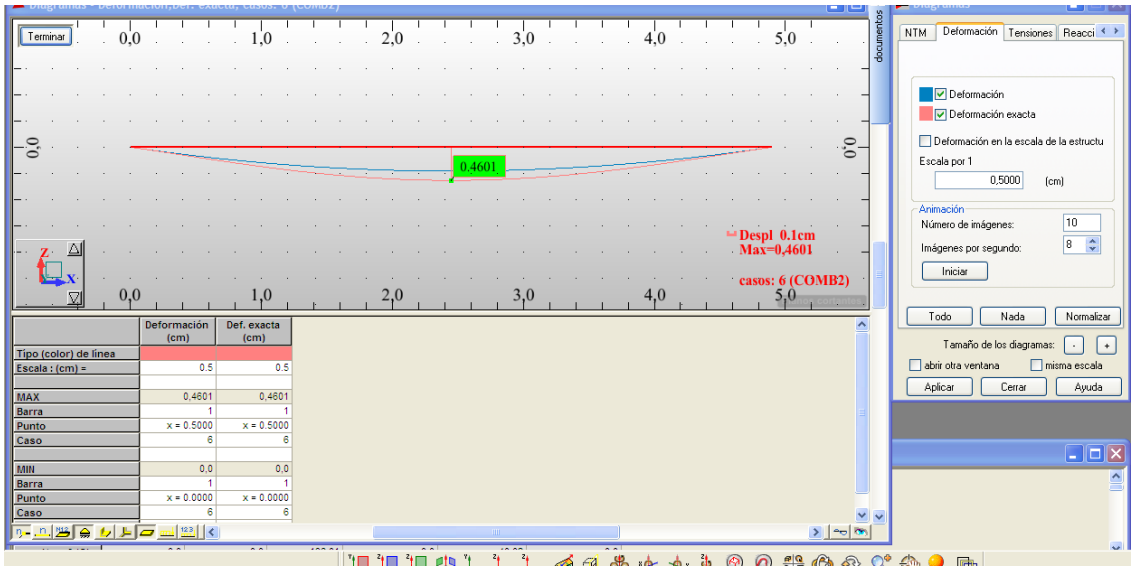


Figura 46- Deformació de la jàssera. Màx=0,4601 cm

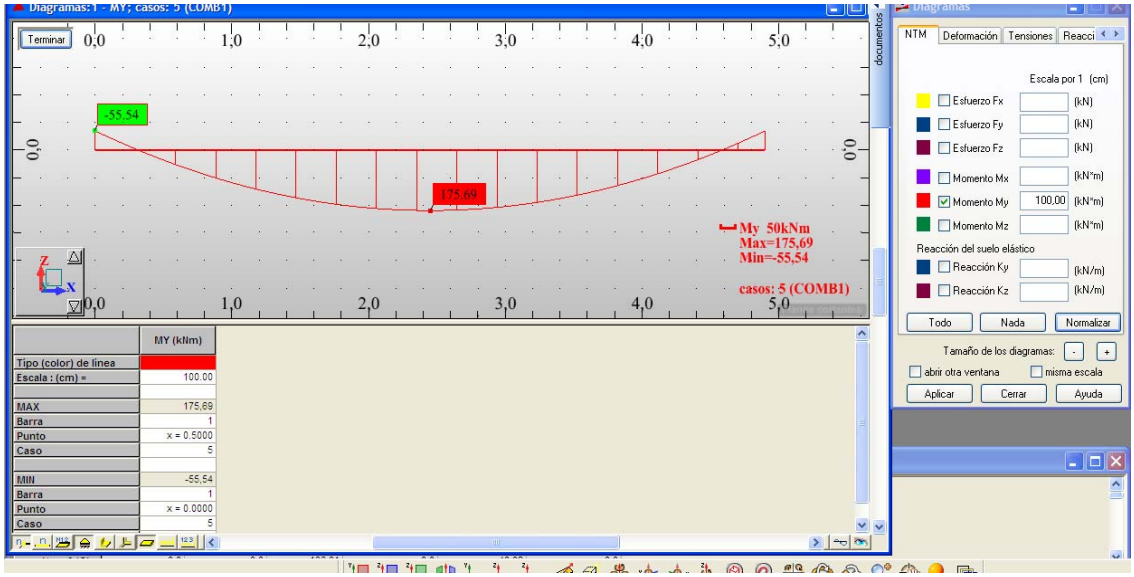


Figura 47- Diagrama de moments en ELU. $M_d(-)=-55,54$ kN·m, $M_d(+)=175,69$ kN·m

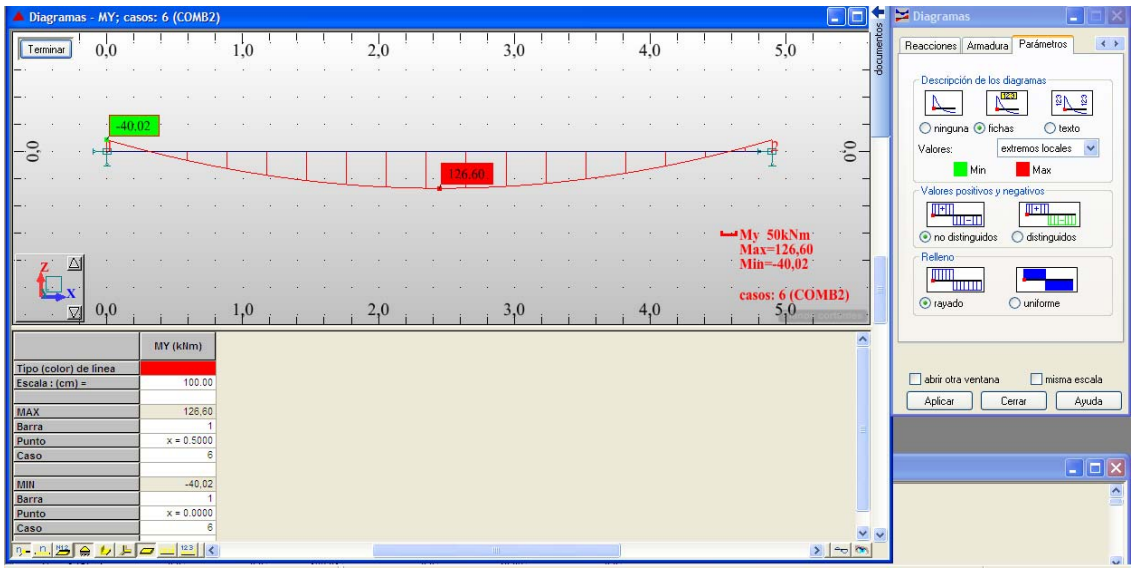


Figura 48- **Diagrama de moments en ELS.** $M_k(-)=-40,02$ kN·m, $M_k(+)=126,60$ kN·m

Φ= 25 mm

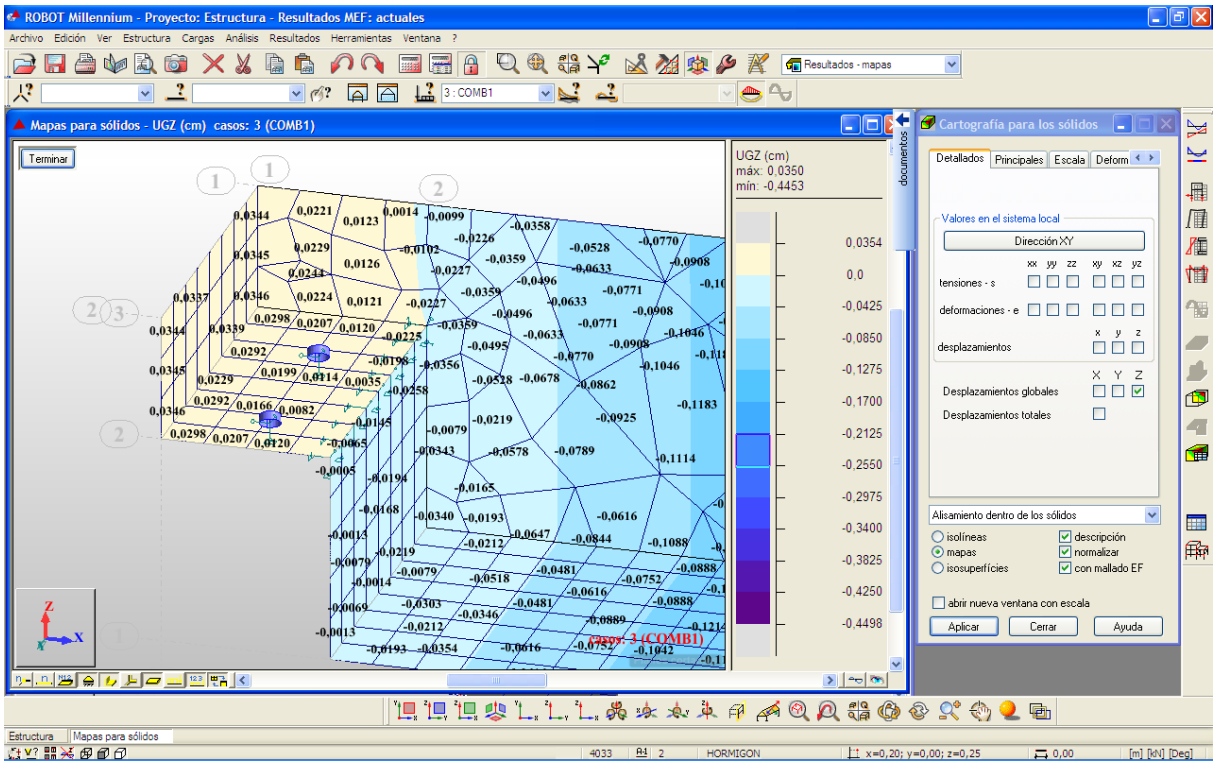
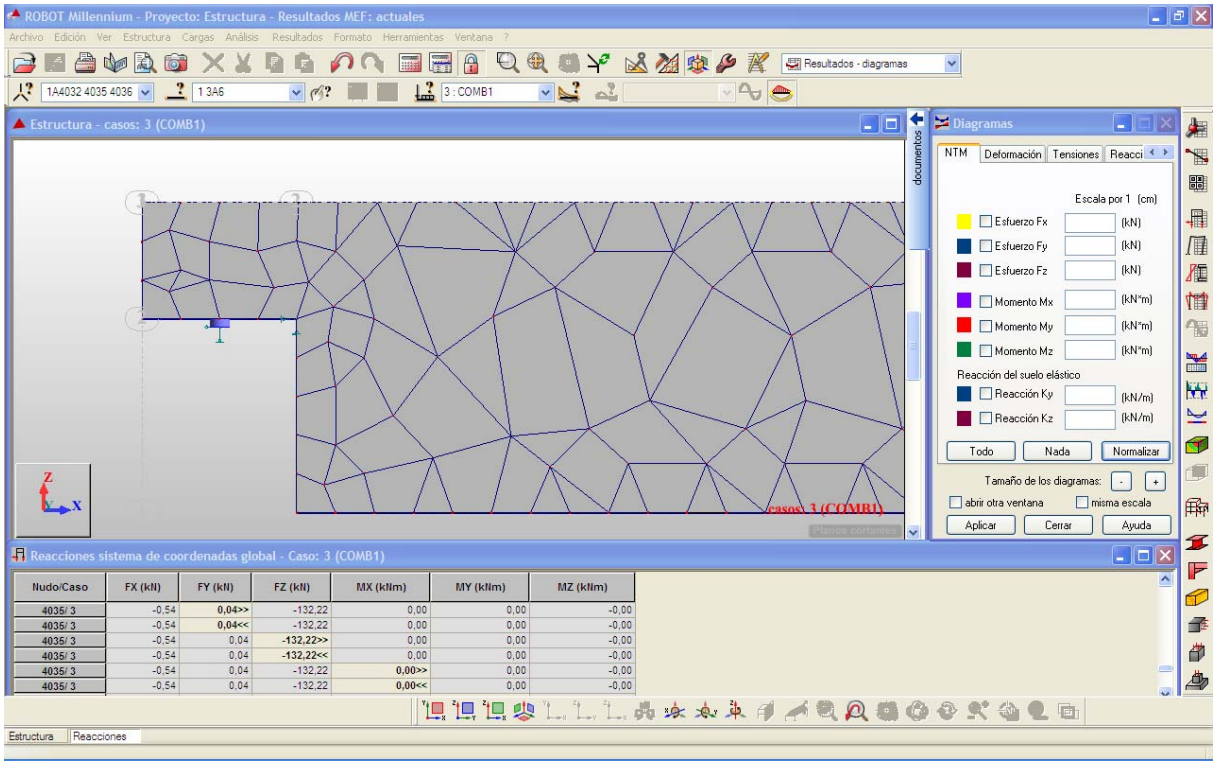


Figura 49- Visualització de desplaçaments verticals (eix Z)

y=0,03425 cm

α = arcsin 0,03425 /20 = 1,7125·10^{-3} rad



Nudo/Caso	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
4035/ 3	-0,54	0,04>>	-132,22	0,00	0,00	-0,00
4035/ 3	-0,54	0,04<<	-132,22	0,00	0,00	-0,00
4035/ 3	-0,54	0,04	-132,22>>	0,00	0,00	-0,00
4035/ 3	-0,54	0,04	-132,22<<	0,00	0,00	-0,00
4035/ 3	-0,54	0,04	-132,22	0,00>>	0,00	-0,00
4035/ 3	-0,54	0,04	-132,22	0,00<<	0,00	-0,00

Figura 50- Reaccions en els nusos de base de les 2 barres d'acer, en kN

F=132,22 kN

2·F·0,10=M

M=26,4440 kN·m

Rigidesa nus = M/α = 26,4440 kN·m / 1,7125·10^{-3} = **15441,75 kN·m/rad**

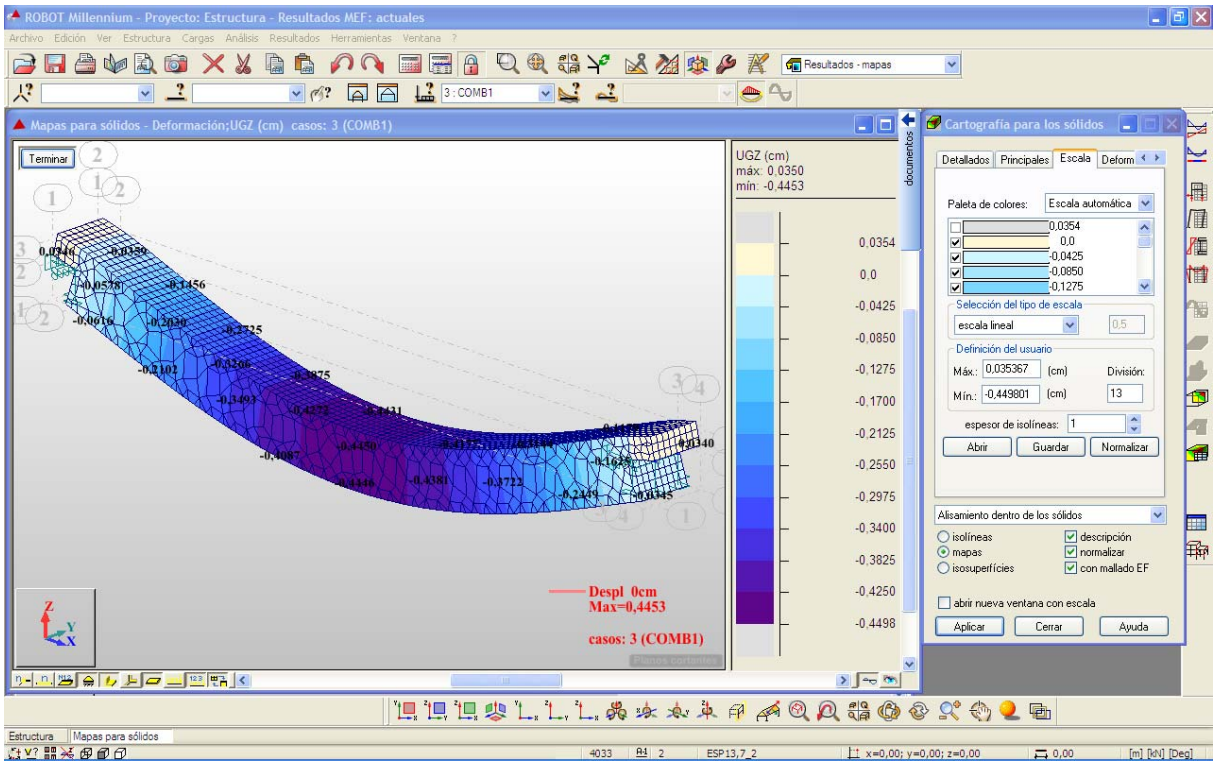


Figura 51- Deformada de la jàssera

Fletxa màxima = 0,449801 cm

PAS DE COMPROVACIÓ DEL CÀLCUL LOCAL A GLOBAL

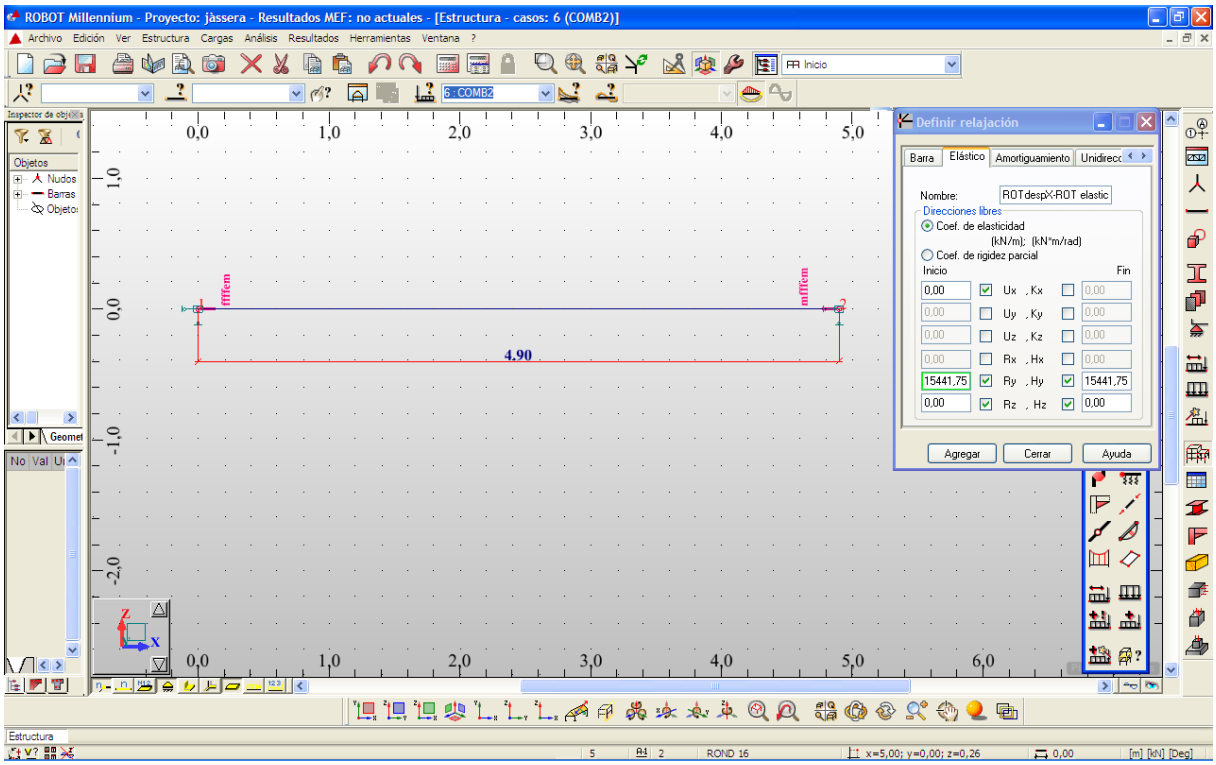


Figura 52- Generació de model de jàssera de longitud igual a la longitud que es dóna entre punts de gir

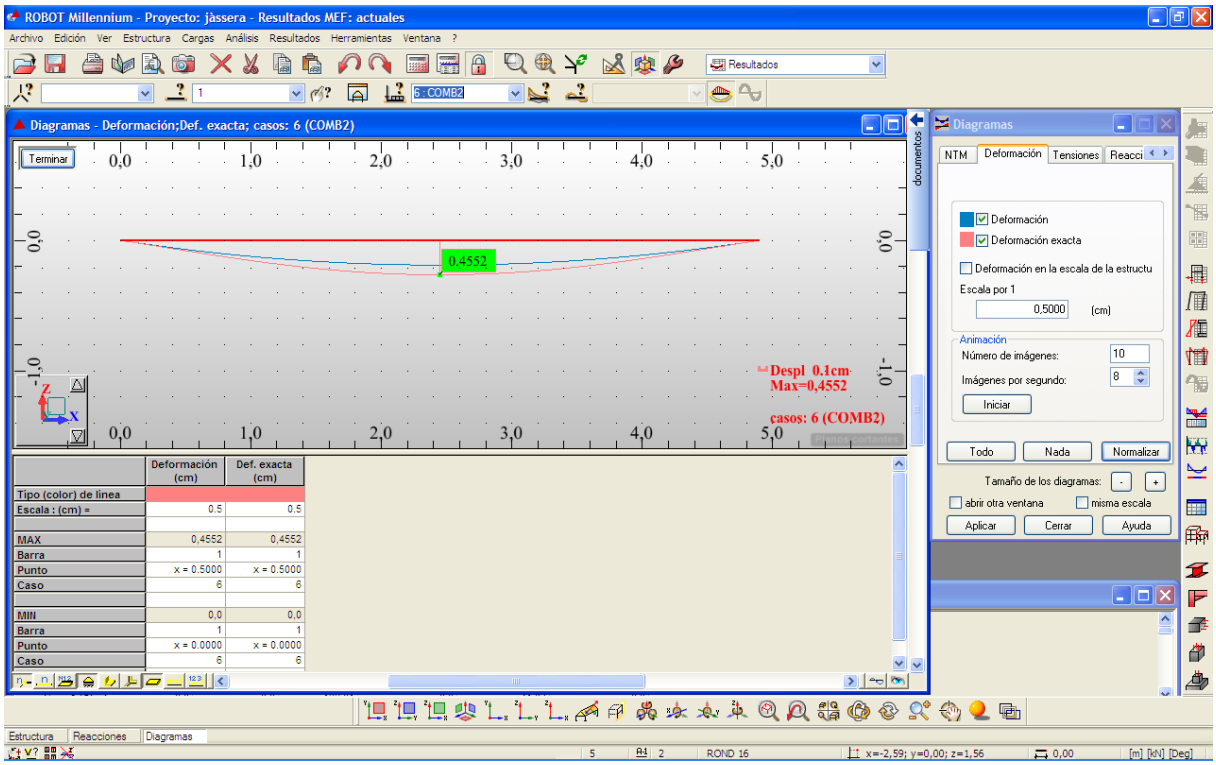


Figura 53- Deformació de la jàssera

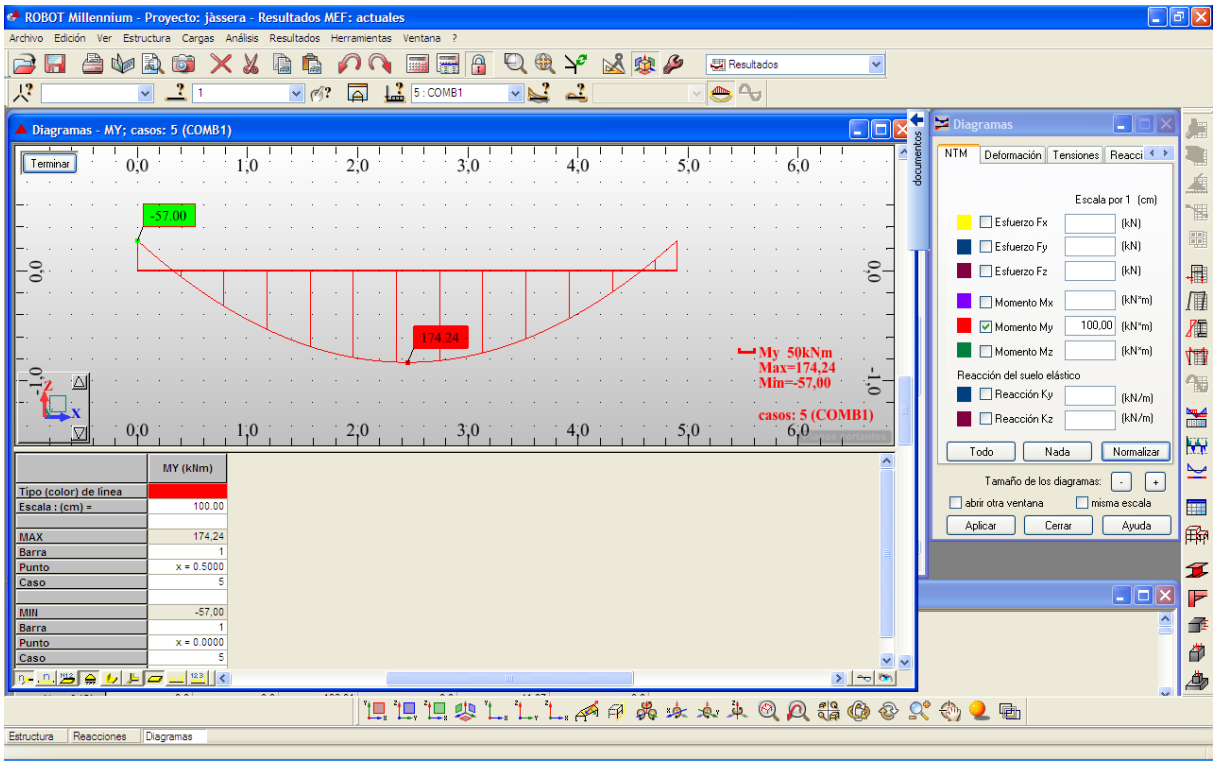


Figura 54- Diagrama de moments en ELU

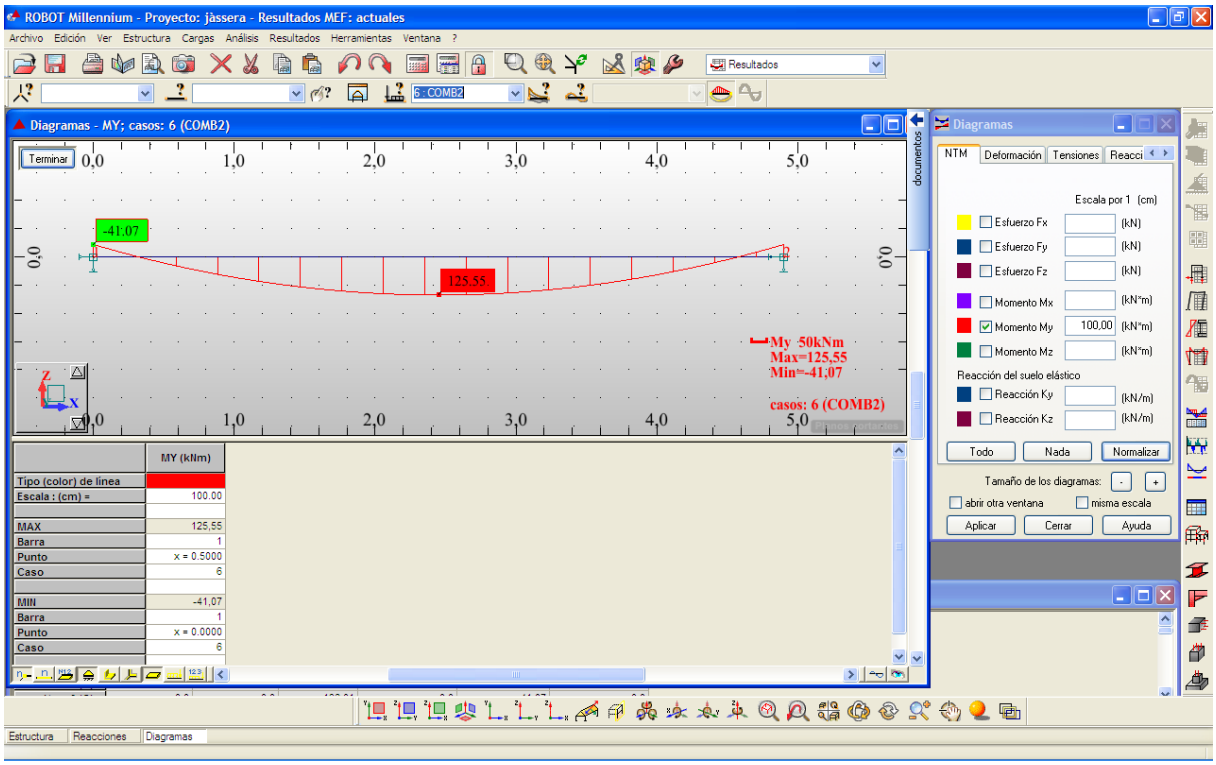


Figura 55- **Diagrama de moments en ELS**

Per als nusos que pertanyen al present model 2 s'han analitzat seguint la mateixa metodologia, els següents cassos i els resultats obtinguts han estat els següents:

NUS 2 FII

ANÀLISI LOCAL

Connexió inferior jàssera-pilar	Moment nus M [kN·m] ELS	Rigidesa nus [kN·m/rad]	Fletxa màxima [cm]
2Φ20 mm	25,9420	14824,00	0,4475
2Φ25 mm	**26,4440**	**15441,75**	**0,4498**

Taula 11- Taula resum resultats anàlisi local

ANÀLISI GLOBAL

Connexió inferior jàssera-pilar	Moment nus M [kN·m] ELS resultant	Rigidesa nus [kN·m/rad] Introduïda en l'anàlisi	Fletxa màxima [cm] resultant
2Φ20 mm	40,0200	14824,00	0,4601
2Φ25 mm	**41,0700**	**15441,75**	**0,4552**

Taula 12- Taula resum resultats anàlisi global

Malgrat la convergència dels valors corresponents a les fletxes obtingudes en l'anàlisi local i global, els Moments de nus presenten clares diferències. De manera que s'adopta el NUS 2 F II amb 2Φ25 mm, com a representatiu per a fer la següent prova: Quina és la rigidesa que caldria introduir en el model global que m'aporti un Moment de negatiu en els extrems de la jàssera de **M=-26 kN·m**?

Es presenta a continuació, que la Rigidesa a introduir és de **8000 kN·m/rad**

QUINA ÉS LA RIGIDESA A INTRODUIR EN EL PRESENT MODEL GLOBAL QUE M'APORTI EL M-=26 kN·m, OBTINGUT EN L'ANÀLISI PER ELEMENTS FINITS?

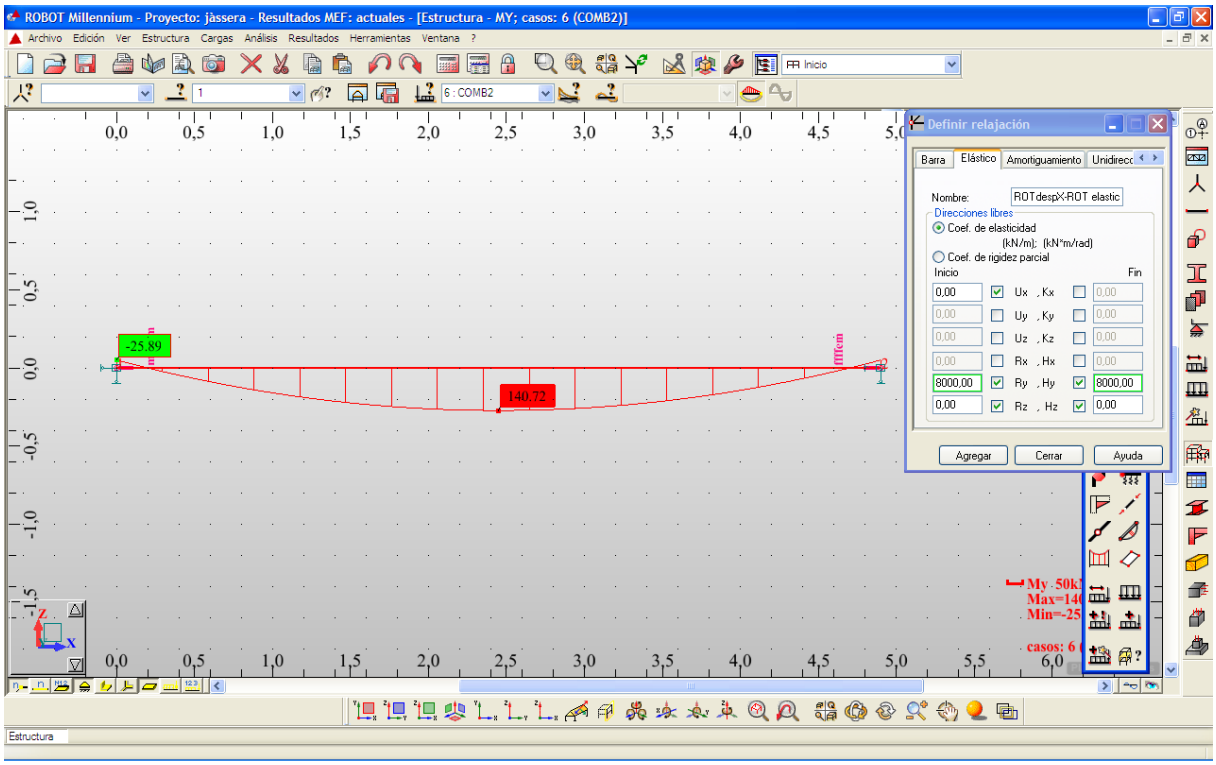


Figura 56- Diagrama de moments en ELS

Rigidesa=8000 kN·m/rad

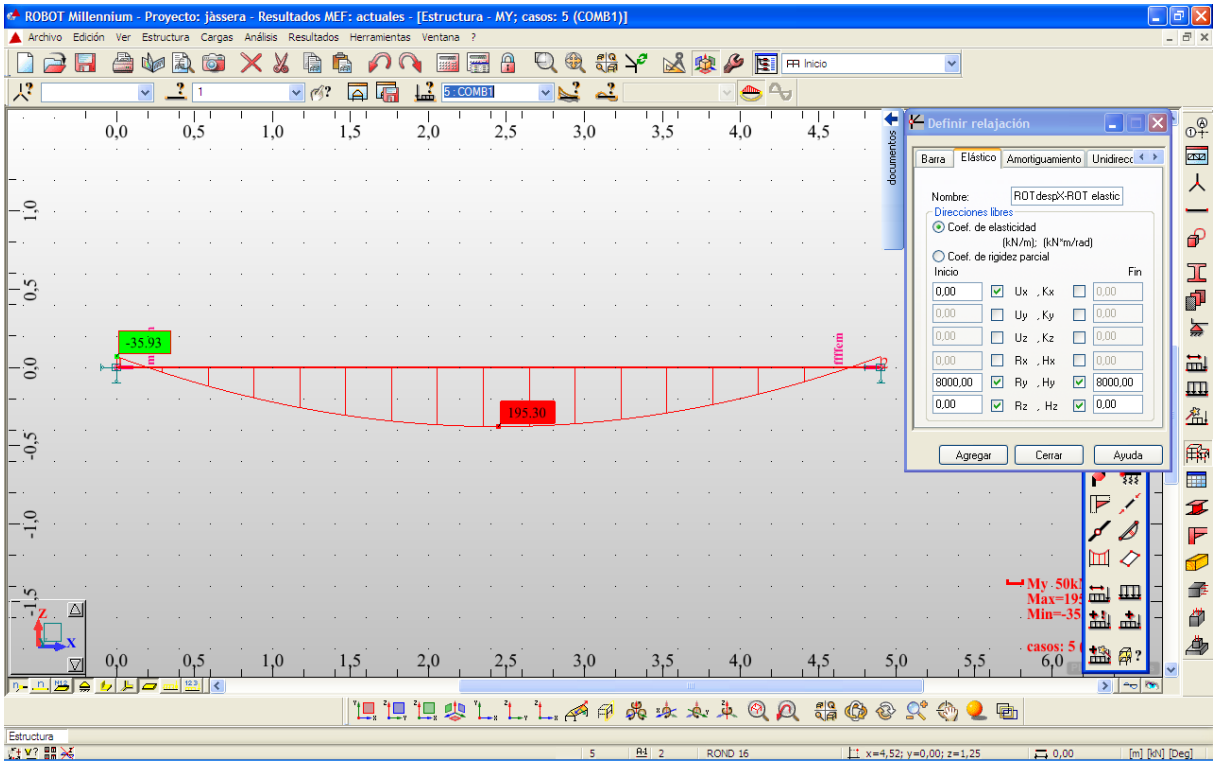


Figura 57- Diagrama de moments en ELU

Tot seguit es pretén:

- Comprovar que efectivament $M_0 = ql^2/8 = M(-)+M(+)$ obtinguts
- buscar quin és el % d'encastament d'extrems del model anterior

Per a fer-ho, es pren la jàssera anterior, i es disposa en els extrems una Rigidesa de nus=0

PRESENT MODEL 2 AMB RIGIDESA D'EXTREMS NUL·LA

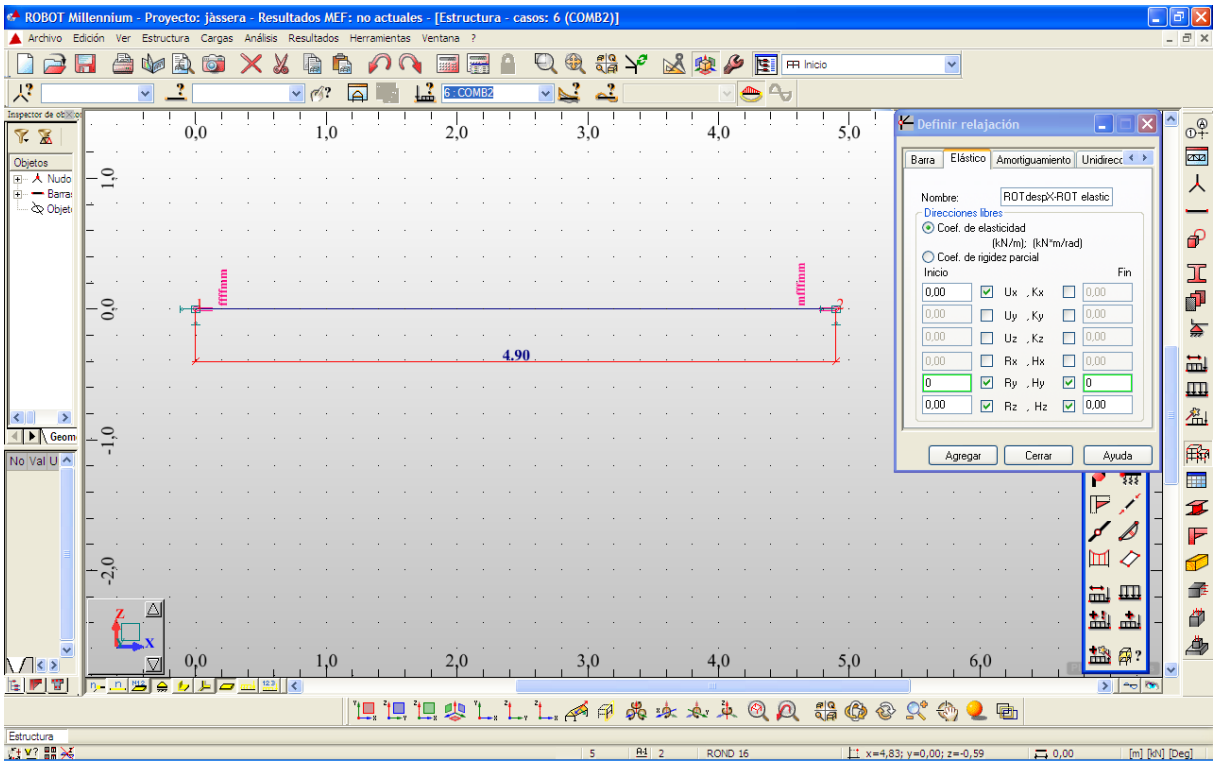


Figura 58- Generació de model de jàssera de longitud igual a la longitud que es dóna entre punts de gir

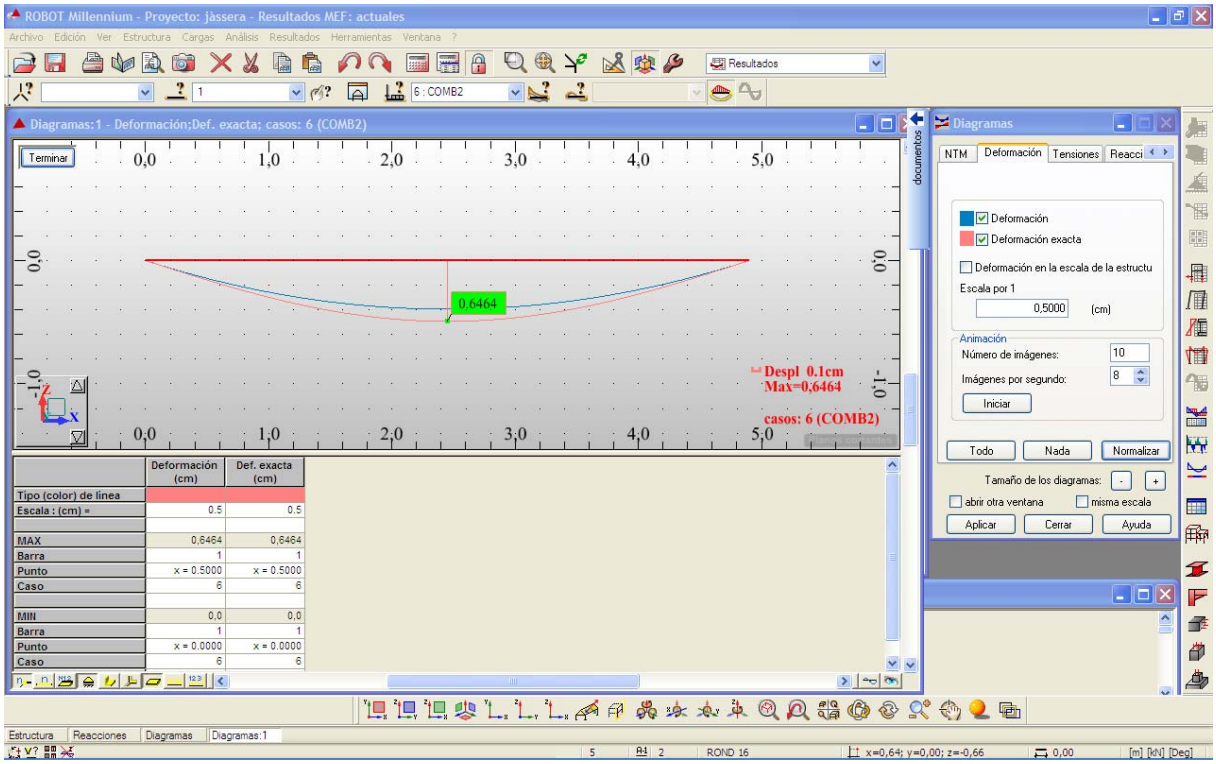


Figura 59- Deformació

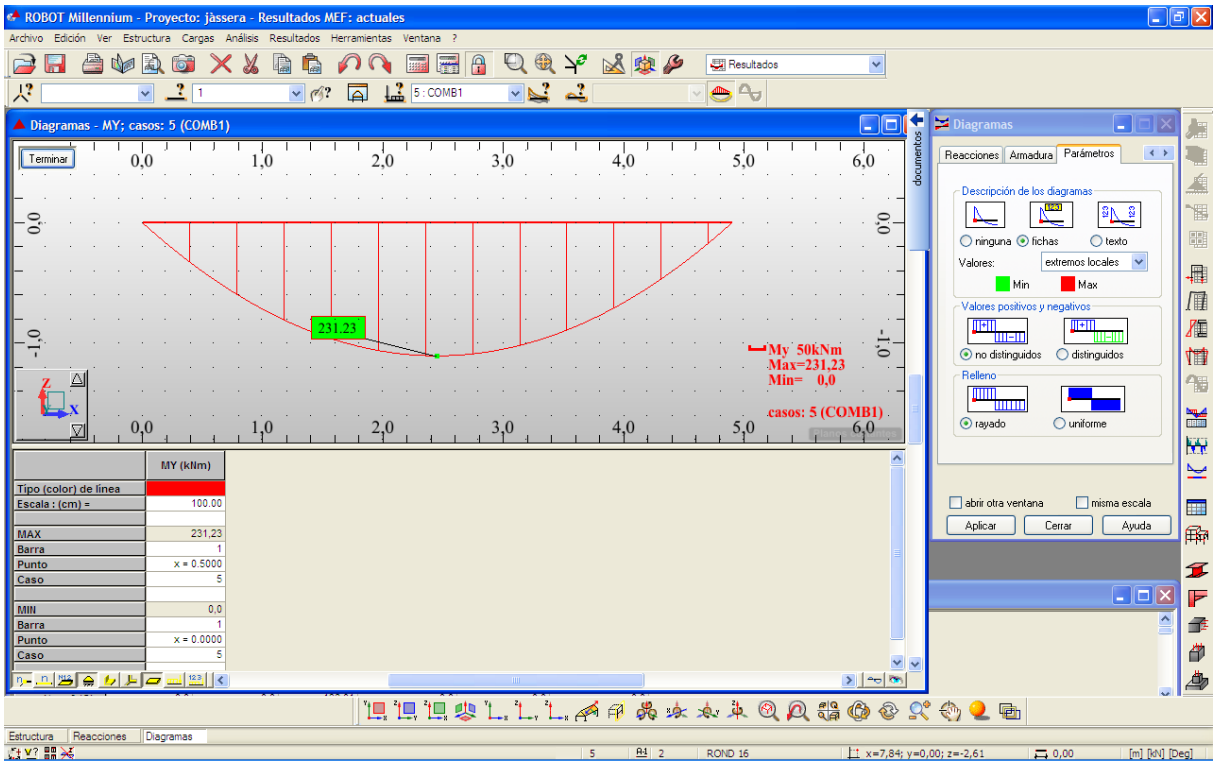


Figura 60-Diagrama de moments en ELU

Es comprova tal i com era d'esperar que 35,93+195,30=$ql^2/8$=231,23 kN·m

(35,93/231,23)·100=15,54% ≈ **16%**

(195,30/231,23)·100=84,46% ≈ **84%**

En el procés de càlcul, es realitzen comprovacions el present nus conforme la seva Rigidesa és independent de les càrregues aplicades a la jàssera. Aquestes comprovacions es poden veure en l'ANNEX D JUSTIFICACIÓ CONFORME EL VALOR DE LA RIGIDESA DEL NUS ÉS INDEPENDENT DE LA CÀRREGA APLICADA A LA JÀSSERA.

En l'aplicació de les rigideses obtingudes en l'anàlisi local mitjançant el mètode d'elements finits al model global, la rigidesa corregida obtinguda de forma que els moments negatius en servei s'igualessin, per al cas de 2Φ25 mm és de **8000 kN·m/rad**. S'adopta com a nus d'aplicació real per al present model el que disposa 2Φ25 mm de connexió jàssera-pilar. La rigidesa adoptada a introduir a l'estructura corresponent al present model 2 de nusos semirígids serà de 8000 kN·m/rad. Veure Figura Figura 61

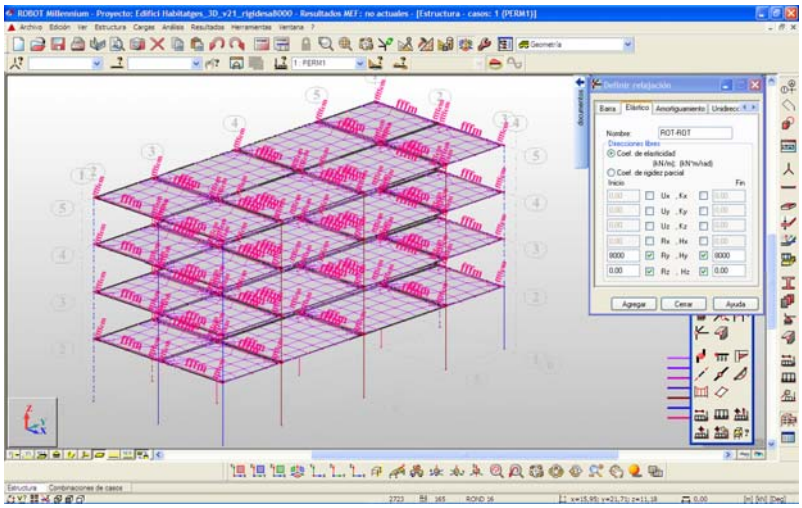


Figura 61- Vegi's l'aplicació de la Rigidesa=8000 kN·m en el model global

3.3.3 DIAGRAMES DE MOMENTS PILARS I JÀSSERES REPRESENTATIVES MODEL 2

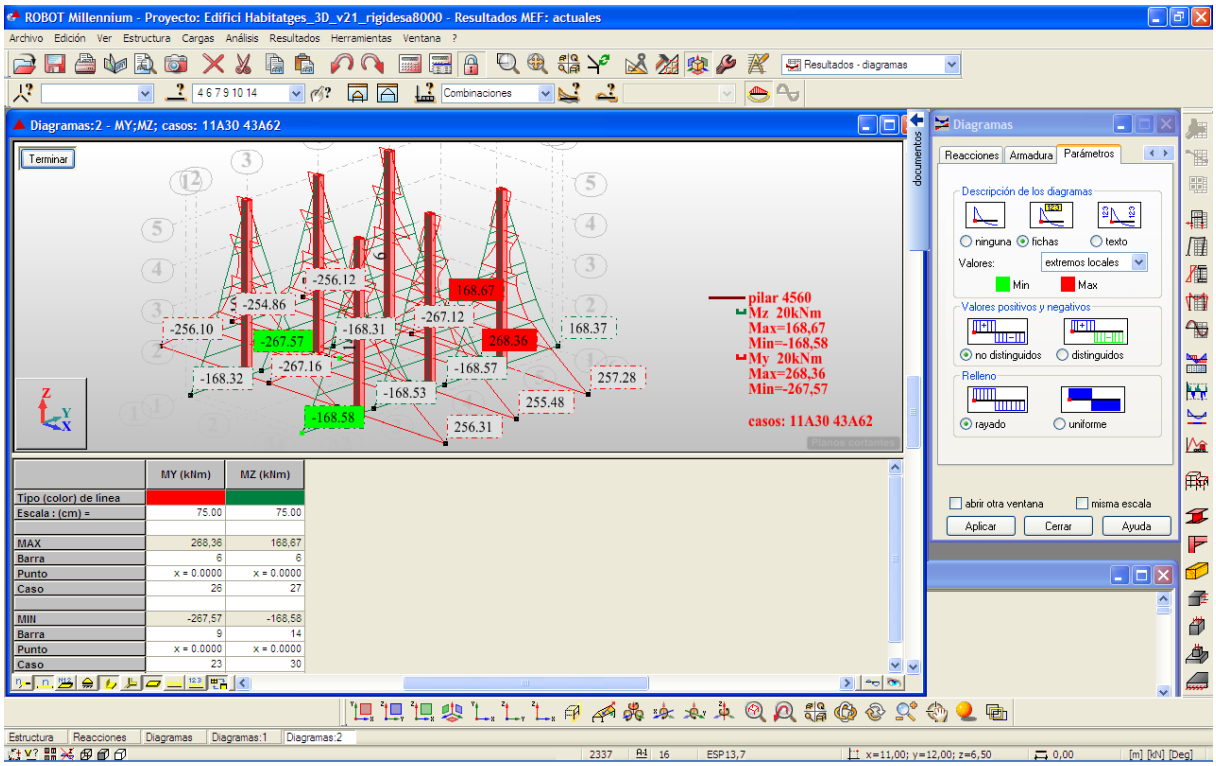


Figura 62- Diagrames de Moments abans de vinclament My, Mz locals Pilars tipus LATERALS en ELU

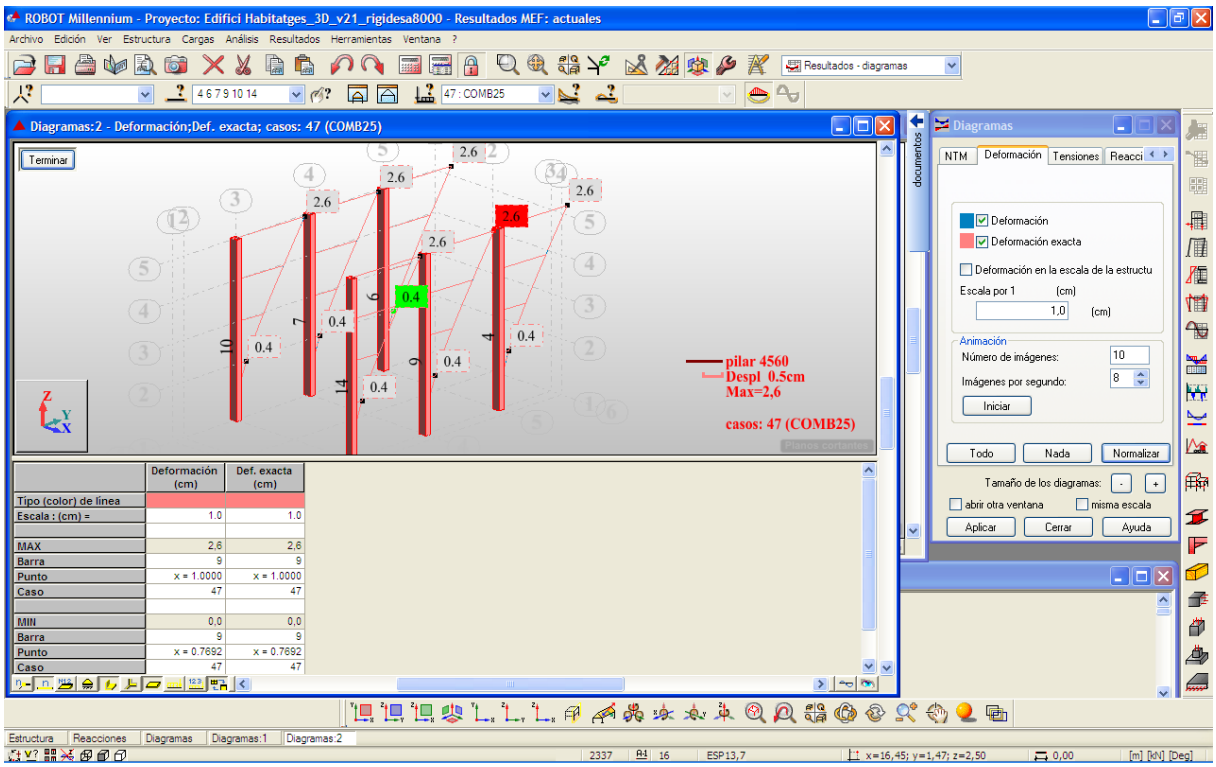


Figura 63- Deformada en direcció Y, del pilar tipus LATERAL

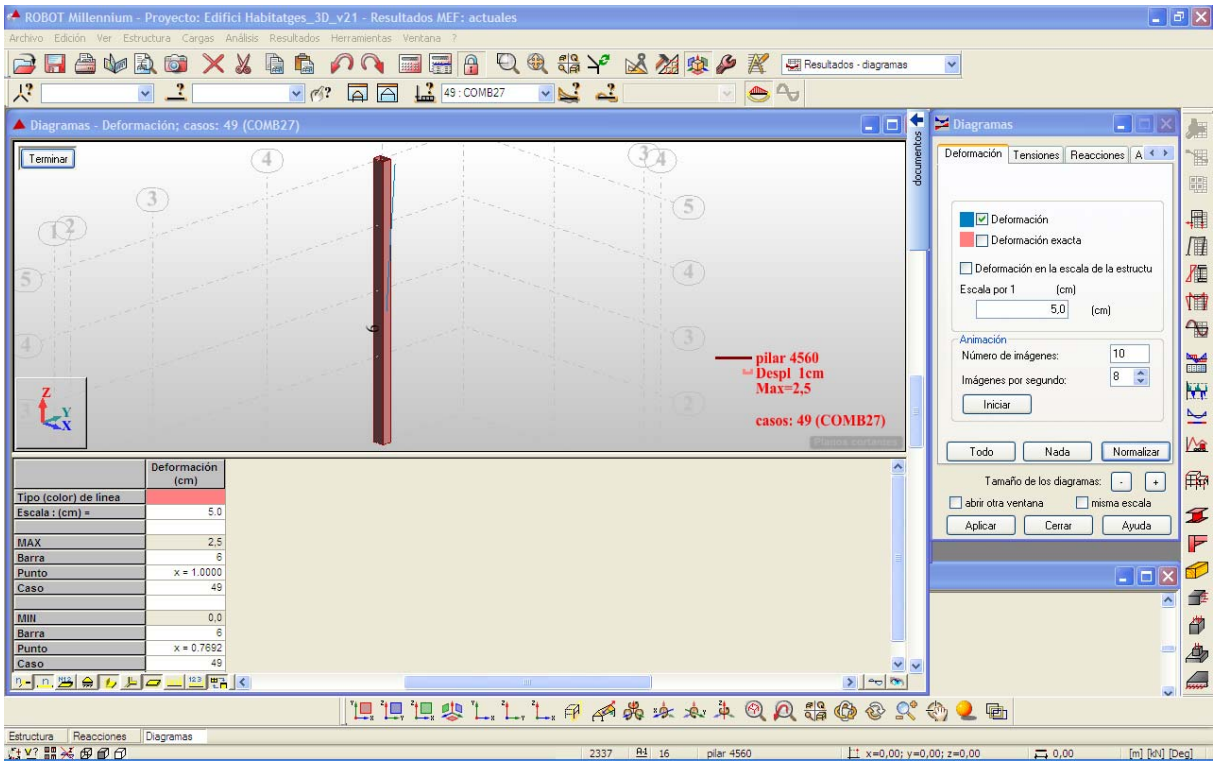


Figura 64- Deformada en direcció X, en ELS, del pilar LATERAL de màxim moment (restricció CTE: H/500=2,60 cm)

S'observa que les deformacions obtingudes per al present model 2 són idèntiques que les del model 1.

La deformació en X i Y obtinguda per al present pilar lateral, coincideix exactament amb el valor de les deformacions en X i Y obtingudes per als pilars de cantonada, frontals i centrals. De manera que les imatges on es mostren les seves deformacions han estat suprimides, amb la finalitat d'indicar exclussivament la informació diferenciadora.

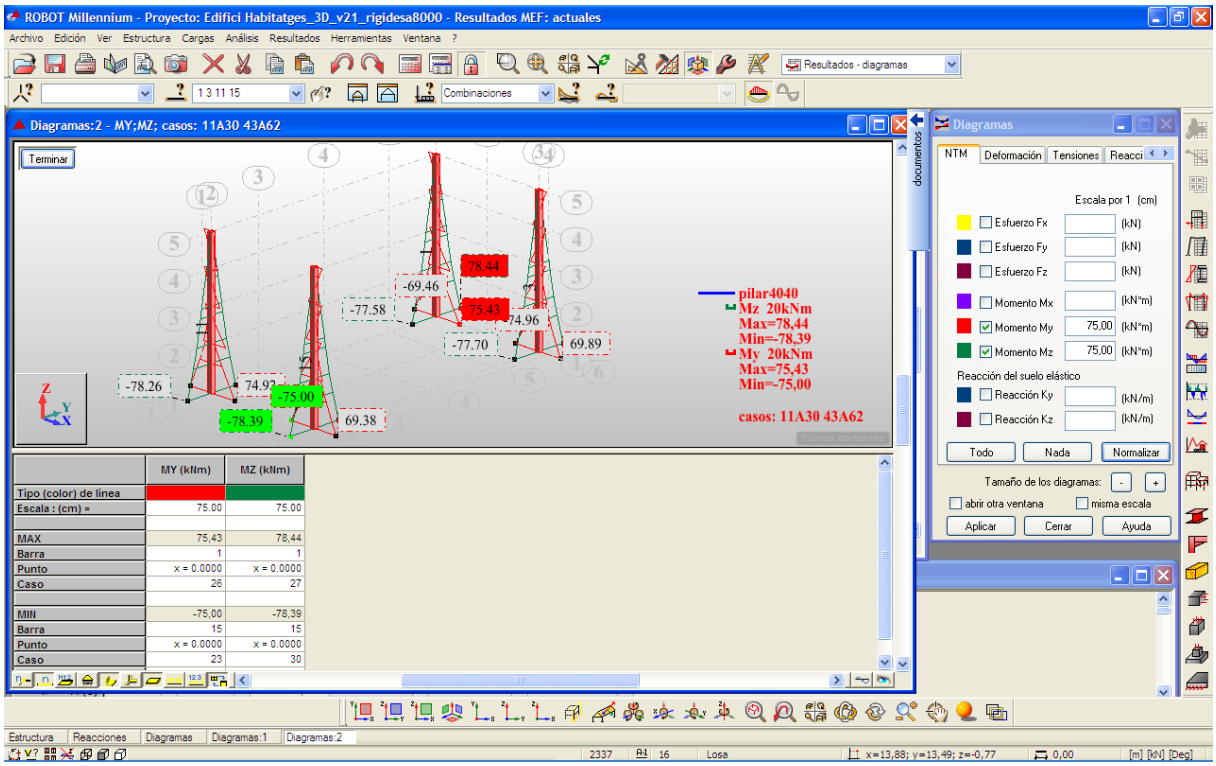


Figura 65- Diagrames de Moments abans de vinclament My, Mz locals Pilars tipus CANTONADA en ELU

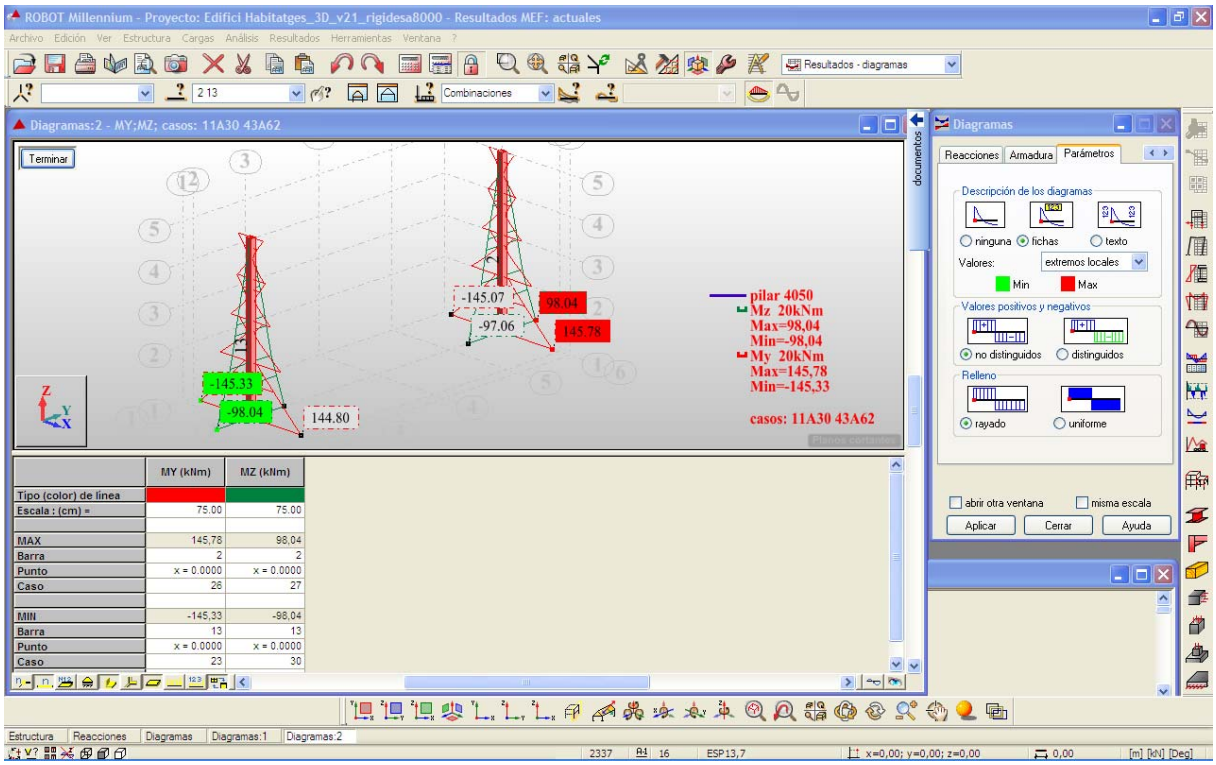


Figura 66- Diagrames de Moments abans de vinclament My, Mz locals Pilars tipus FRONTALS en ELU

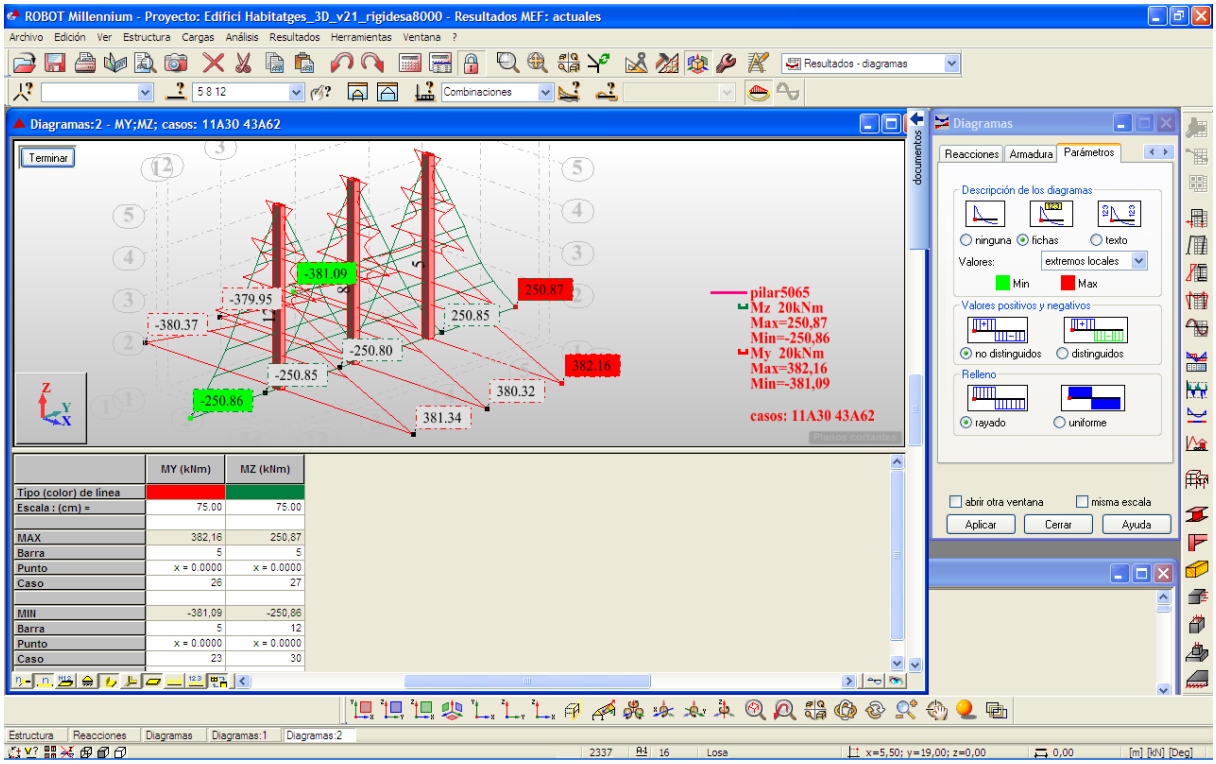


Figura 67- Diagrames de Moments abans de vinclament My, Mz locals Pilars tipus CENTRALS en ELU

En els diagrames que es presenten prèviament d'aquest present model 2 s'observa que en alguns pilars les combinacions sísmiques esdeven la combinació crítica. Amb la finalitat de no distorsionar l'estudi comparatiu, s'eliminen les combinacions de sisme en la modelització estructural.

SI S'ELIMINEN LES COMBINACIONS DE SISME ELS DIAGRAMES DE MOMENTS DE PILARS QUEDEN DE LA SEGÜENT FORMA

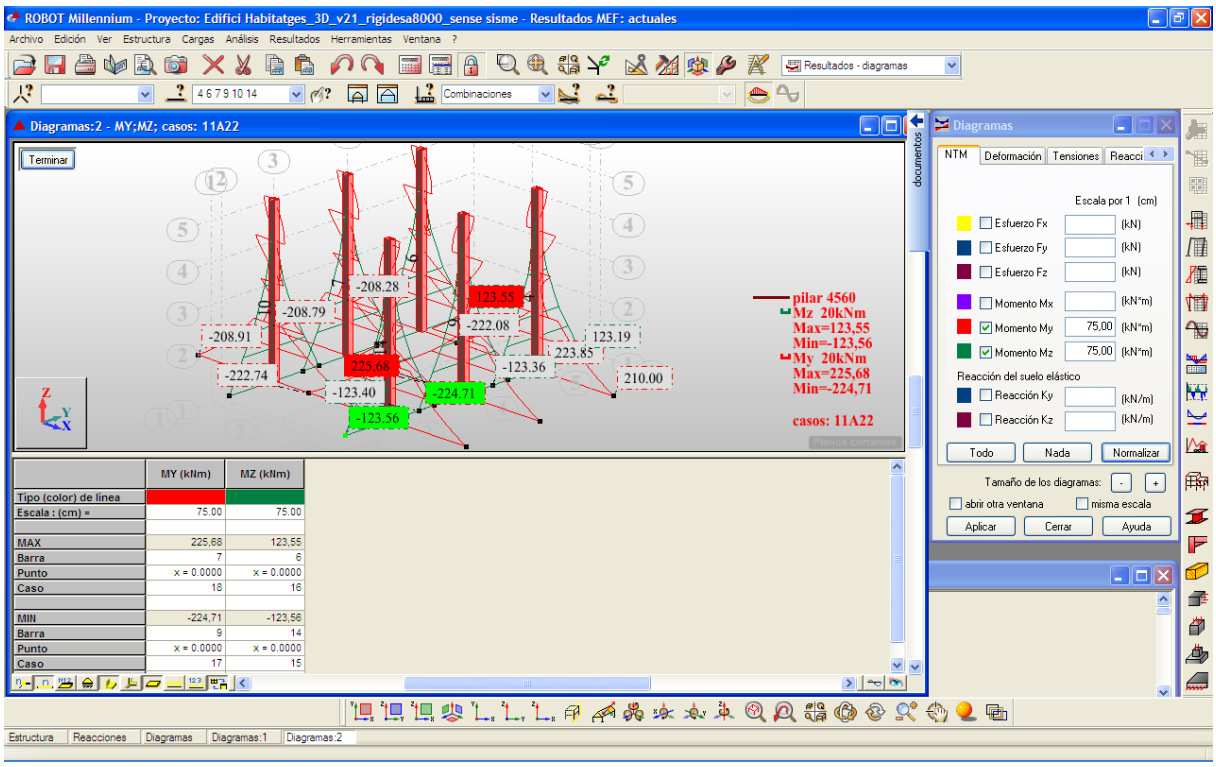


Figura 68- Diagrames de Moments abans de vinclament My, Mz locals Pilars tipus LATERALS en ELU

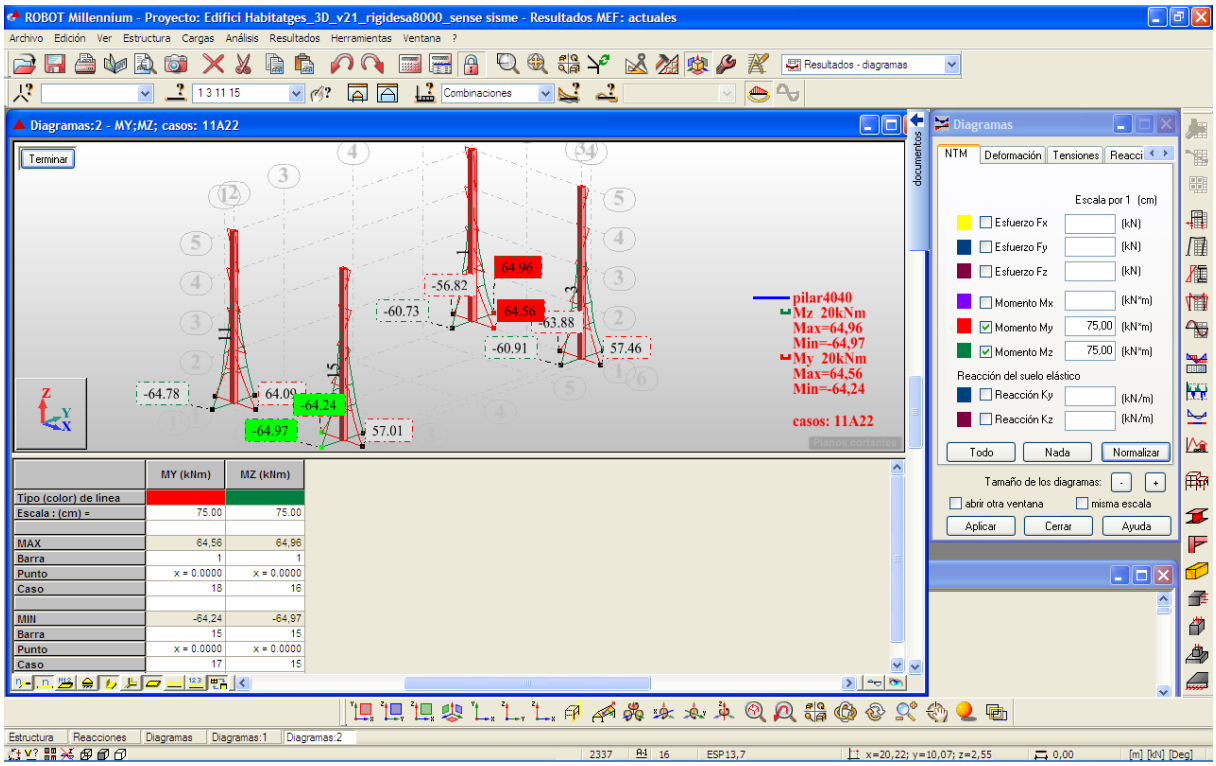


Figura 69- Diagrames de Moments abans de vinclament My, Mz locals Pilars tipus FRONTALS en ELU

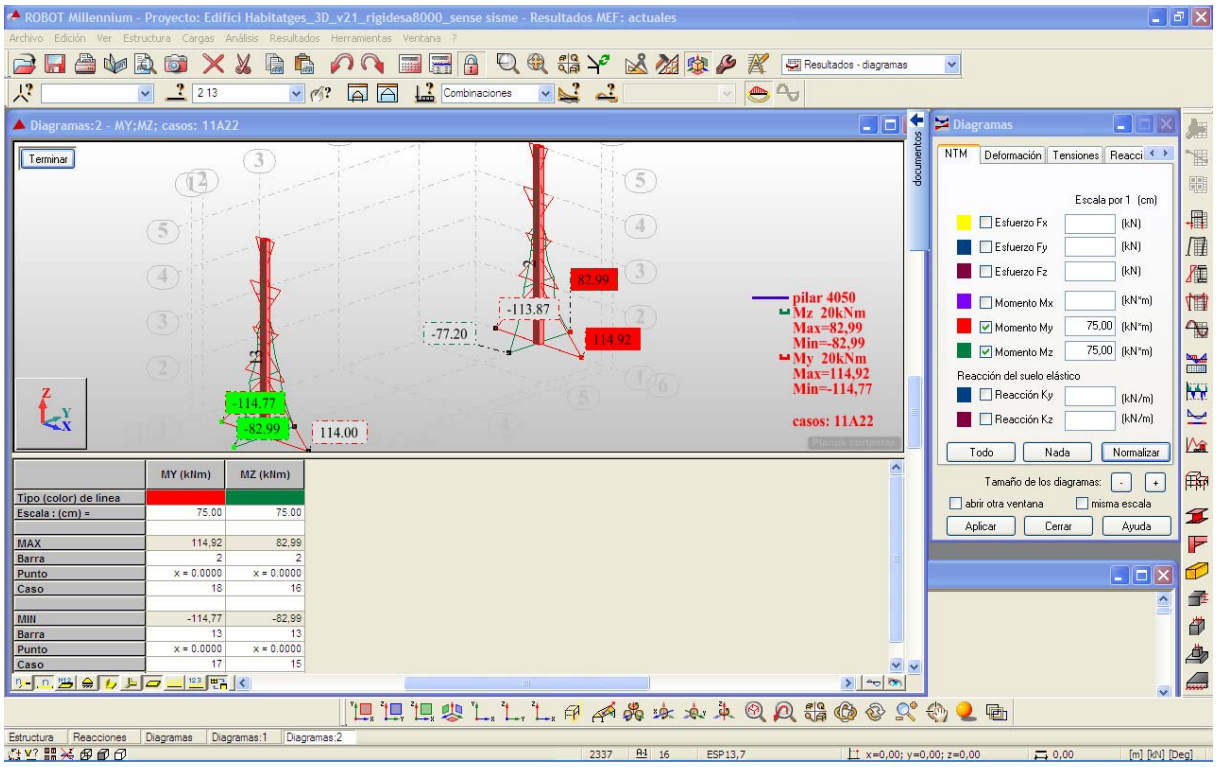


Figura 70- Deformada en direcció Y, del pilar tipus FRONTAL

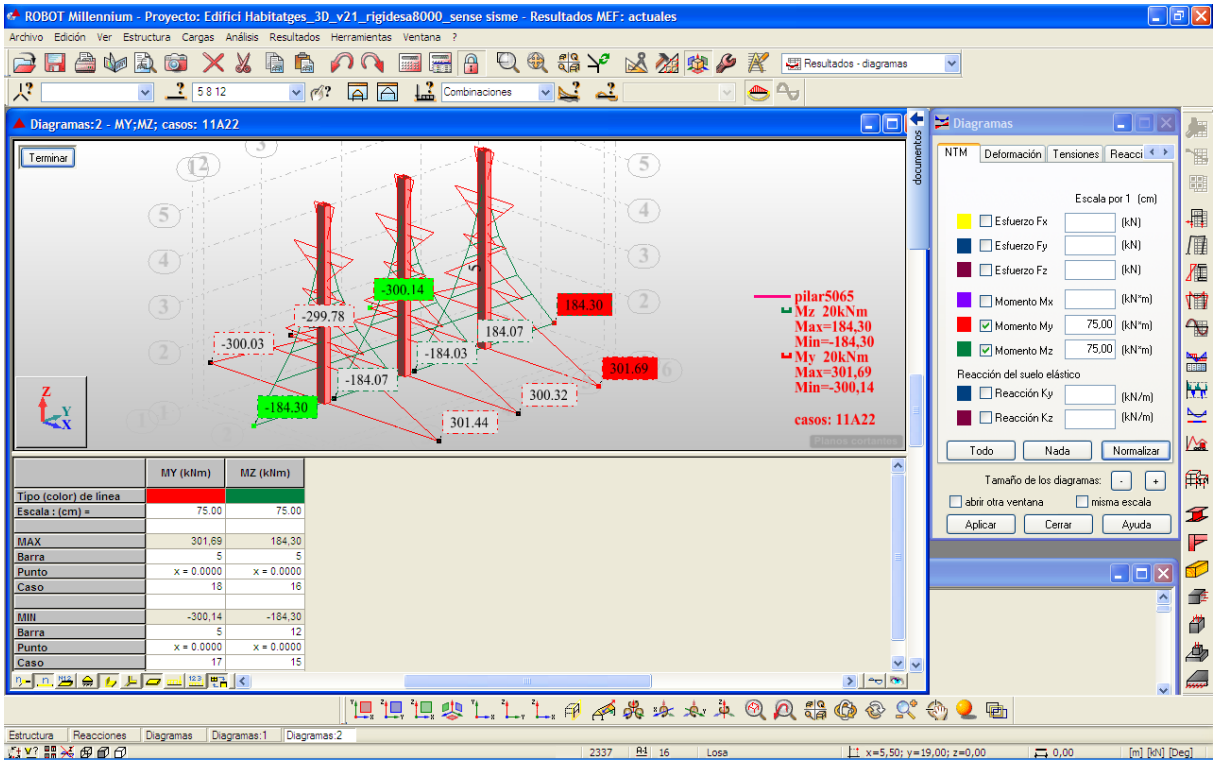


Figura 71- Diagrames de Moments abans de vinclament My, Mz locals Pilars tipus CENTRALS en ELU

JÀSSERES

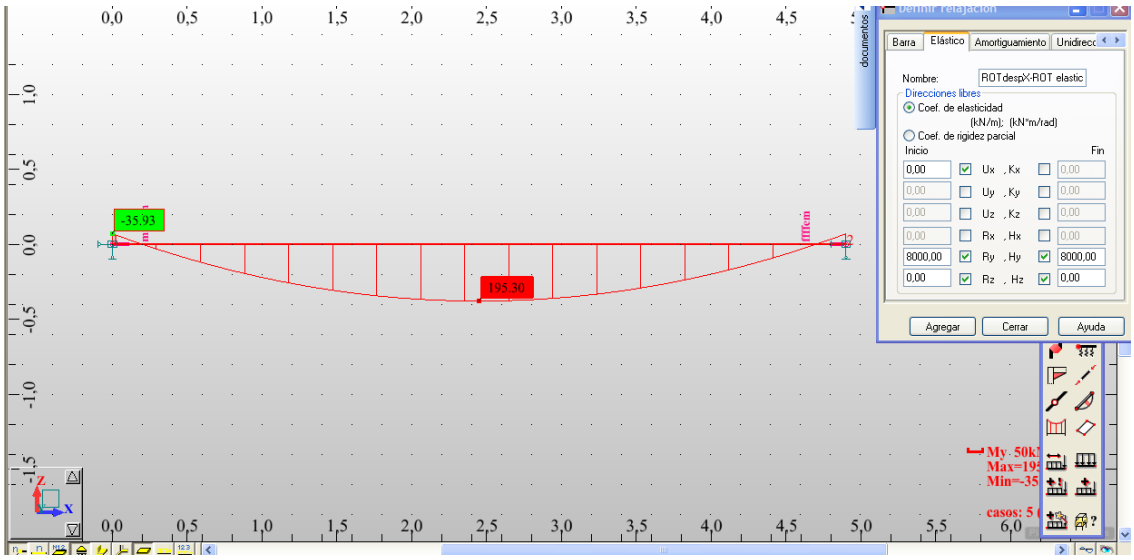


Figura 72- Diagrames de Moments My jàsseres FORJAT en ELU. $M_d(-)=-35,93$ kN·m, $M_d(+)=195,30$ kN·m

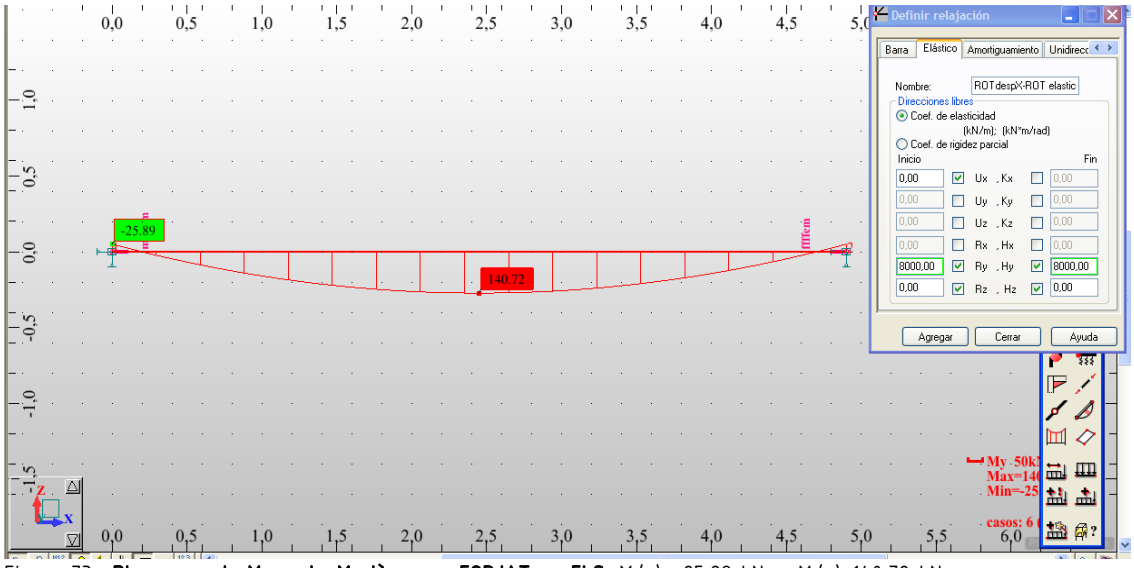


Figura 73- **Diagrames de Moments My jàsseres FORJAT en ELS.** $M_k(-)=-25,89$ kN·m, $M_k(+)=140,72$ kN·m

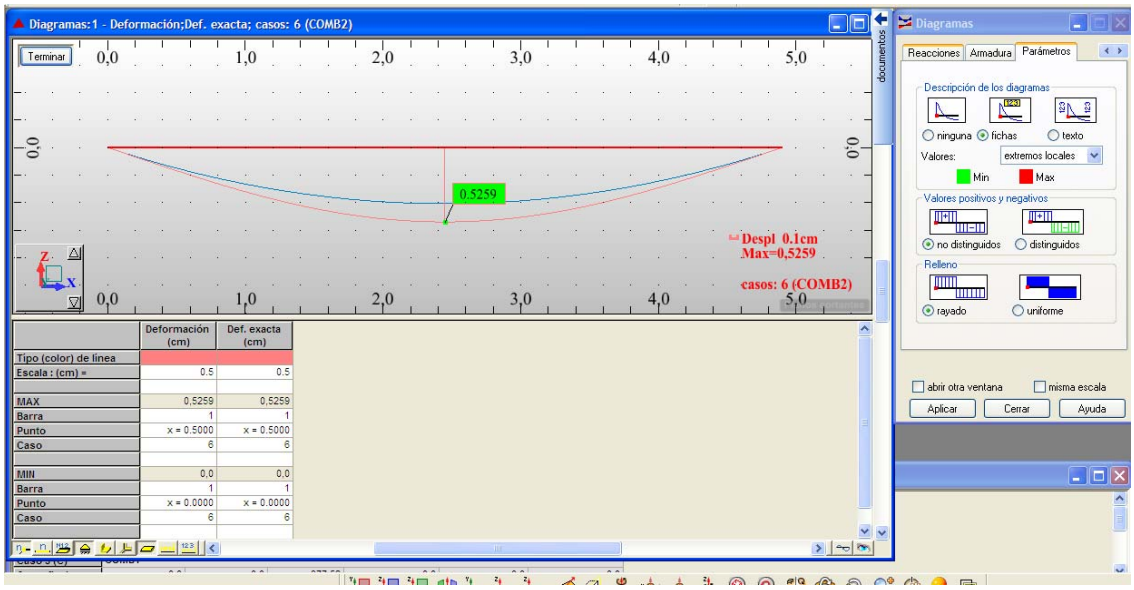


Figura 74- Deformació. Màx=0,5259 cm

3.3.4 TRANSLACIONALITAT-INTRANSLACIONALITAT DE L'ESTRUCTURA DEL MODEL 2

La translacionalitat de la present estructura serà qüestionada d'acord amb *l'Eurocodi 2 parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación 4.3.5.3.3. Estructuras intranslacionales*

L'Eurocodi 2, EC2 part 1-1: Reglas generales y reglas para edificación apartat 4.3.5.3.3, defineix que si els moments flectors (especialment en els pilars) s'incrementen en menys d'un 10% a l'efectuar un anàlisi en segon ordre (per a totes les hipòtesis de càrrega) el pòrtic es pot considerar com intranslacional. Veure document 4, punt 4.5

En el model 2 es comparen els envolvents de Moments sense combinacions sísmiques i en ELU, que es donen en el peu dels pilars, fent un anàlisi de primer i segon ordre. L'increment de moment, en l'anàlisi de segon ordre respecte del de primer ordre, que s'observa és de l'ordre del 3-18%. Aquests ΔM ens situa, segons el criteri de comparació de *L'EC 2 part 1-1,* en una estructura clarament TRANSLACIONAL. Aquesta classificació serà determinant per al càlcul del factor de vinclament dels pilars del present model 2.

Com a reflexió, s'observa que el present model 2 no presenta millores pel que fa a translacionalitat respecte del model 1. Es pot veure com els rangs de ΔM es mantenen pràcticament idèntics.

Nusos representatius lateral, cantonada, frontal, central	Moments màxims ELU	Anàlisi 1er ordre	Anàlisi 2on ordre	**ΔM**
13	Mx_d [kN·m]	123,40	145,53	17,93%
	My_d [kN·m]	225,68	232,31	2,94%
1	Mx_d [kN·m]	64,96	75,37	16,03%
	My_d [kN·m]	64,56	66,29	2,68%
25	Mx_d [kN·m]	82,99	95,63	15,23%
	My_d [kN·m]	114,77	118,29	3,07%
9	Mx_d [kN·m]	184,30	216,82	17,65%
	My_d [kN·m]	301,69	311,28	3,18%

Taula 13- S'adjunten a continuació valors de nusos representatius de cada tipologia de pilars

Veure en *ELS ANNEXOS A LA MEMÒRIA, L'ANNEX AN1 CÀLCUL ESTRUCTURAL MODEL 2, APARTAT 2.1 REACCIONS EN LA BASE DELS PILARS PER A LA VALORACIÓ DE LA TRANSLACIONALITAT-INTRANSLACIONALITAT DE L'ESTRUCTURA*, on hi figuren la resta de sol·licitacions en els nusos de base dels pilars prefabricats, no inclosos en la present Taula 13.

S'adjunta Figura 75 que facilita la situació dels nusos de la Taula 13

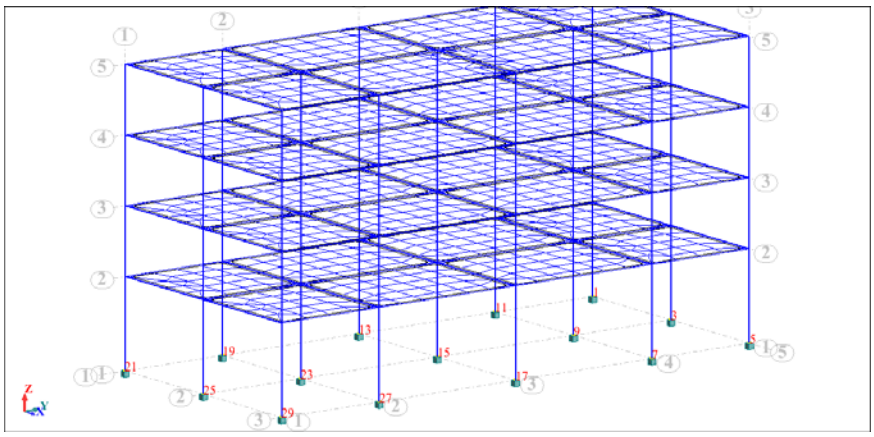


Figura 75- NUSOS encastats, de base de pilars

3.3.5 JUSTIFICACIÓ I CÀLCUL DEL FACTOR DE VINCLAMENT α DEL MODEL 2

Aplicació del mateix criteri que en el MODEL 1.

Veure subapartat *3.2.5 JUSTIFICACIÓ I CÀLCUL DEL FACTOR DE VINCLAMENT α DEL MODEL 1 i AN1 CÀLCUL ESTRUCTURAL MODEL 1, apartat 1.1 CÀLCUL JUSTIFICATIU FACTOR β DE VICLAMENT DE CADASCUNA DE LES TIPOLOGIES DE PILARS*

3.3.6 ANÀLISI DE RESULTATS DEL DIMENSIONAMENT DE PILARS I JÀSSERES MODEL 2

Tot seguit es presenten les taules resum que resulten del dimensionament de pilars i jàsseres realitzat i que es troba contingut en l'ANNEX B CÀLCUL ESTRUCTURAL MODEL 2, APARTATS B3 I B4 on hi figuren les notes de càlcul i detalls d'armadura de pilars i jàsseres respectivament.

PILARS

- Estructura Translacional; α≈1,35

UTS PILAR	TIPUS	DESCRIPCIÓ	m^3 FORMIGÓ HA-45	kg FERRO B 500 S	ARMAT LONGITUDINAL	ARMAT TRANSVERSAL
6	LATERAL	Secció 60x45 cm L=13 m HA-45 1 mènsula bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	**3,46**	**572**	16Φ20	43Φ8 □ 43Φ8 ⌈
4	CANTONADA	Secció 40x40 cm L=13 m HA-45 1 mènsula bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	**2,050**	**357**	4Φ32	43Φ8 □
2	FRONTAL	Secció 50x40 cm L=13 m HA-45 2 mènsules bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	**2,560**	**690**	12Φ25+2Φ12	71Φ8 □ 71Φ8 ⌈
3	CENTRAL	Secció 65x50 cm L=13 m HA-45 2 mènsules bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	**4,16**	**979**	18Φ25	43Φ8 □ 129Φ8 ⌈

Taula 14- Resum de quanties de materials per a pilars calculats amb α≈1,35

- Estructura Translacional; α≈1,35 SENSE COMBINACIONS SÍSMIQUES

UTS PILAR	TIPUS	DESCRIPCIÓ	m³ FORMIGÓ HA-45	kg FERRO B 500 S	ARMAT LONGITUDINAL	ARMAT TRANSVERSAL
6	LATERAL	Secció 60x45 cm L=13 m HA-45 1 mènsula bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	**3,46**	**569**	12Φ20+8Φ12	71Φ8 □ 142Φ8 ⌈
4	CANTONADA	Secció 40x40 cm L=13 m HA-45 1 mènsula bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	**2,050**	**357**	4Φ32	43Φ8 □
2	FRONTAL	Secció 50x40 cm L=13 m HA-45 2 mènsules bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	**2,560**	**690**	12Φ25+2Φ12	71Φ8 □ 71Φ8 ⌈
3	CENTRAL	Secció 65x50 cm L=13 m HA-45 2 mènsules bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	**4,16**	**979**	18Φ25	43Φ8 □ 129Φ8 ⌈
			46,56 (=)	9159 (-11%)		

Taula 15- Resum de quanties de materials per a pilars calculats amb α≈1,35 i sense combinacions sísmiques

JÀSSERES

UTS JÀSSERA	TIPUS	DESCRIPCIÓ	m³ FORMIGÓ HA-45	kg FERRO B 500 S	ARMAT LONGITUDINAL	ARMAT TRANSVERSAL
40	FORJAT+COBERTA	Secció 40x40 cm L=5,30 m Situada en nivells 400, 700, 1000 i 1300 cm	**0,816**	**122**	T: 7Φ16 C: 5Φ12	40Φ6 □ 120Φ6 ⌈
				4880		

Taula 16- Resum de quanties de materials per a jàsseres

PLAQUES ALVEOLARS

- 88 uts de plaques alveolars pretensades, de 110 cm d'amplària i 520 cm de longitud de formigó HP-45 i tipus 15-2+5, situades en els nivells 400, 700, 1000 i 1300 cm.
- 88 uts de plaques alveolars pretensades, de 110 cm d'amplària i 700 cm de longitud, de formigó HP-45 i tipus 15-8+5, situades en els nivells 400, 700, 1000 i 1300 cm.

3.4 MODEL ESTRUCTURAL 3. ESPECIFICACIONS, DIAGRAMES DE MOMENTS, TRANSLACIONALITAT-INTRANSLACIONALITAT. ANÀLISI DE RESULTATS.

3.4.1 ESPECIFICACIONS MODEL 3

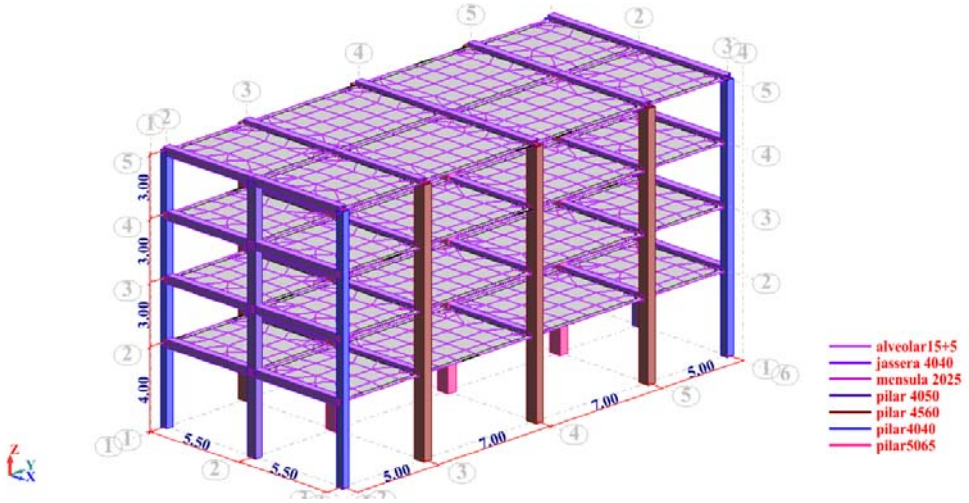


Figura 76-Modelització estructural inicial

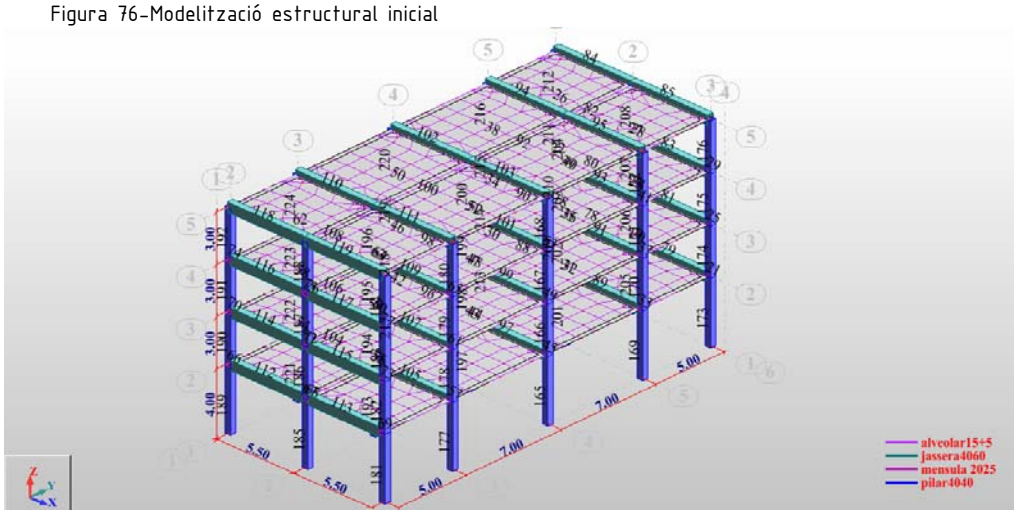


Figura 77-Modelització estructural intermitja, amb pilars per trams, però de deformació excessiva

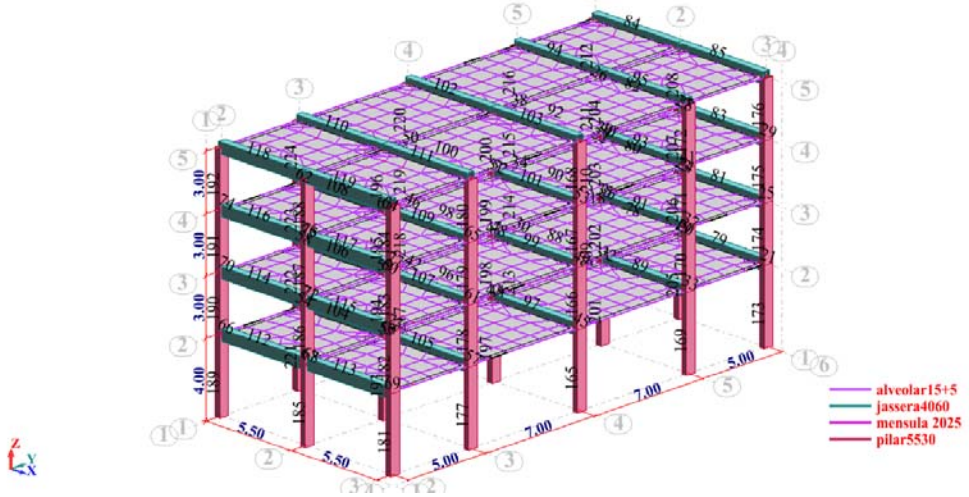


Figura 78-Model estructural final optimitzat

Els PILARS del present model seran encastats en la base i lliures en el cap

En les JÀSSERES, s'introduirà en els extrems un elevat valor de rigidesa, que els hi transferirà cert grau d'encastament.

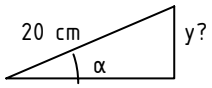
3.4.2 ANÀLISI DE RIGIDESA NUSOS MODEL 3

La finalitat de l'estudi que es realitza en aquest apartat és poder trobar de forma rigorosa, quina és la rigidesa dels nusos de forjat i coberta del present model. Es realitzarà una modelització del nus amb el programa de càlcul Robot Milennium que permet abordar el càlcul d'elements finits. Es modelitzarà el sòlid jàssera de 40x60 cm i L=510 cm , es defineixen els recolzaments de 20 cm i es permet el gir a l'entorn d'y. Es defineixen vàries opcions possibles d'armat passant 4 unitats de barres situades en la part superior de la testa de l'extrem de la jàssera, de diàmetres 20 i 25 mm.
La secció de la jàssera és composta. Està composada d'una secció prefabricada de 40x40 cm de formigó HA-45, més una secció a formigonar a l'obra de 40x20 cm de formigó HA-25.

Les accions introduïdes són Qg=37,59 kN/m i Qq=14 kN/m.

La finalitat de l'anàlisi LOCAL del nus per elements finits és treure la lectura de:

- Els desplaçaments verticals (y?) en el nus. La distància horitzontal del recolzament és coneguda (20 cm), d'aquesta manera es pot calcular l'angle (α) en rad, del gir que es dóna en el nus.



  α=arc sin (y/20) [rad]
- Les Fx [kN] de les 4 barres, 2 disposades a y_1=0,23 m i 2 a y_2=0,35 m
  Moment nus = $2 \cdot Fx_1 \cdot y_1 + 2 \cdot Fx_2 \cdot y_2$ [kN·m]
- La fletxa màxima de la jàssera [cm]

A partir de l'angle α i Moment nus calculats, es busca el valor de la Rigidesa del nus: Rigidesa= M/α [kN·m/rad]

Per a validar els resultats obtinguts en l'anàlisi local, es comproven els valors aplicant-los en un càlcul GOBAL. Per a fer-ho es modelitza un jàssera de geometria i càrregues idèntiques a la de l'anàlisi local i s'hi aplica en els nusos extrems, la rigidesa obtinguda en l'anàlisi local. S'observa que malgrat el valor de la fletxa obtinguda és molt similar a la fletxa llegida en l'anàlisi local, els Moments negatius d'extrem en ELS divergeixen en valor del Moment nus calculat en l'anàlisi local.
Veure càlculs que segueixen, realitzats per a 4ϕ20 i 4ϕ25 i Taules 17 i 18, que recullen els resultats obtinguts. Veure a partir de les taules, els plantejaments que es realitzen.

Tot seguit es presenta la metodologia exposada aplicada al NUS 3 FI, segons la designació emprada en el projecte i que correspon als plànols adjunts en el present PFC

NUS 3 FI

Model L=5,10 m amb Qg=37,59 kN/m, Qq=14 kN/m i 4 diàmetres ϕ mm en cada extrem, situats a 4cm i 12cm per sota del pla superior de la jàssera, tenim HA-25 a dalt (els 20 cm superiors formigonats in situ) i HA-45 en els 40 cm inferiors. La jàssera en aquest model 3 té cantell total 60 cm (40+20).

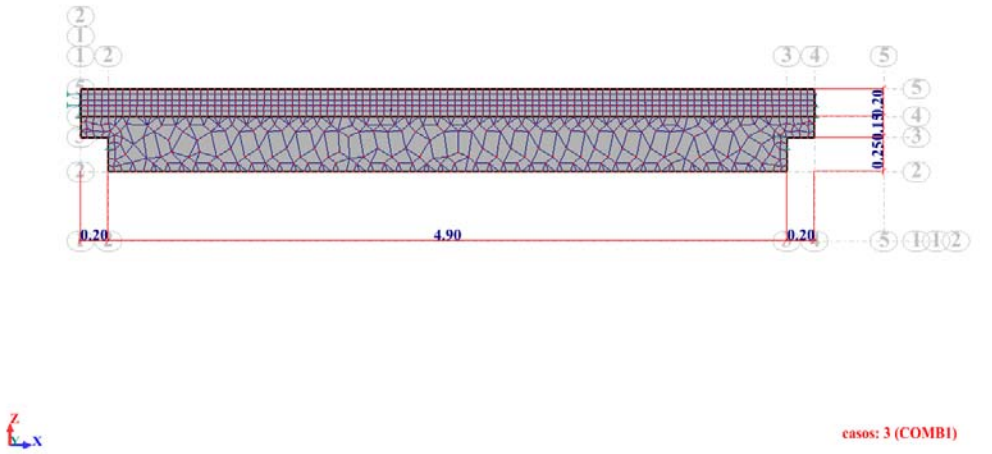


Figura 79- Presentació acotada de la modelització de la jàssera en elements finits

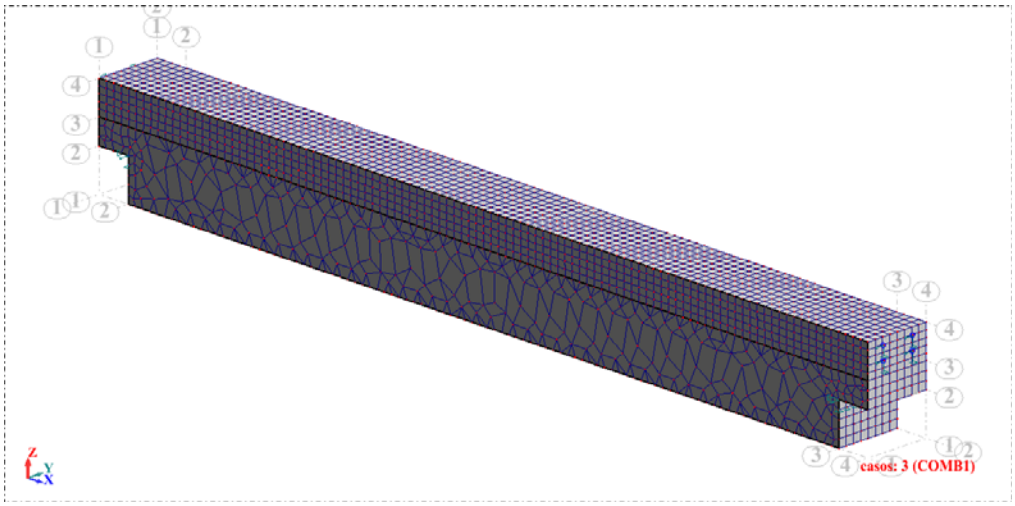


Figura 80- Presentació modelització de la jàssera en elements finits

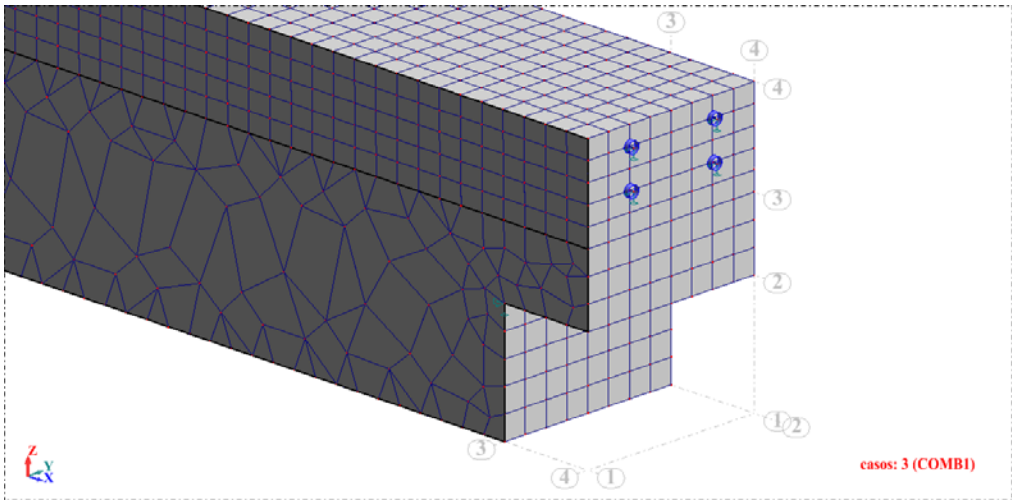


Figura 81- Detall recolzament

Φ= 20 mm

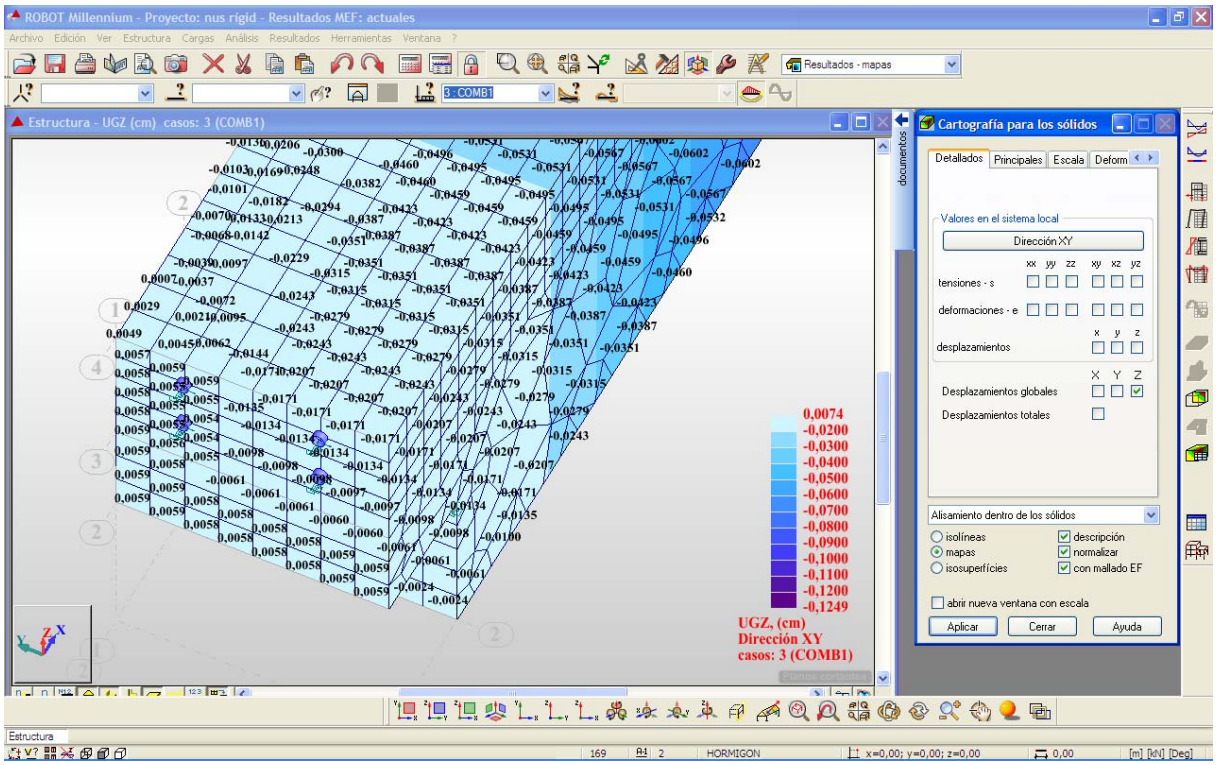


Figura 82- Visualització de desplaçaments verticals (eix Z)

y=0,00585 cm

α = arcsin 0,00585/20 = 2,925·10⁻⁴ rad

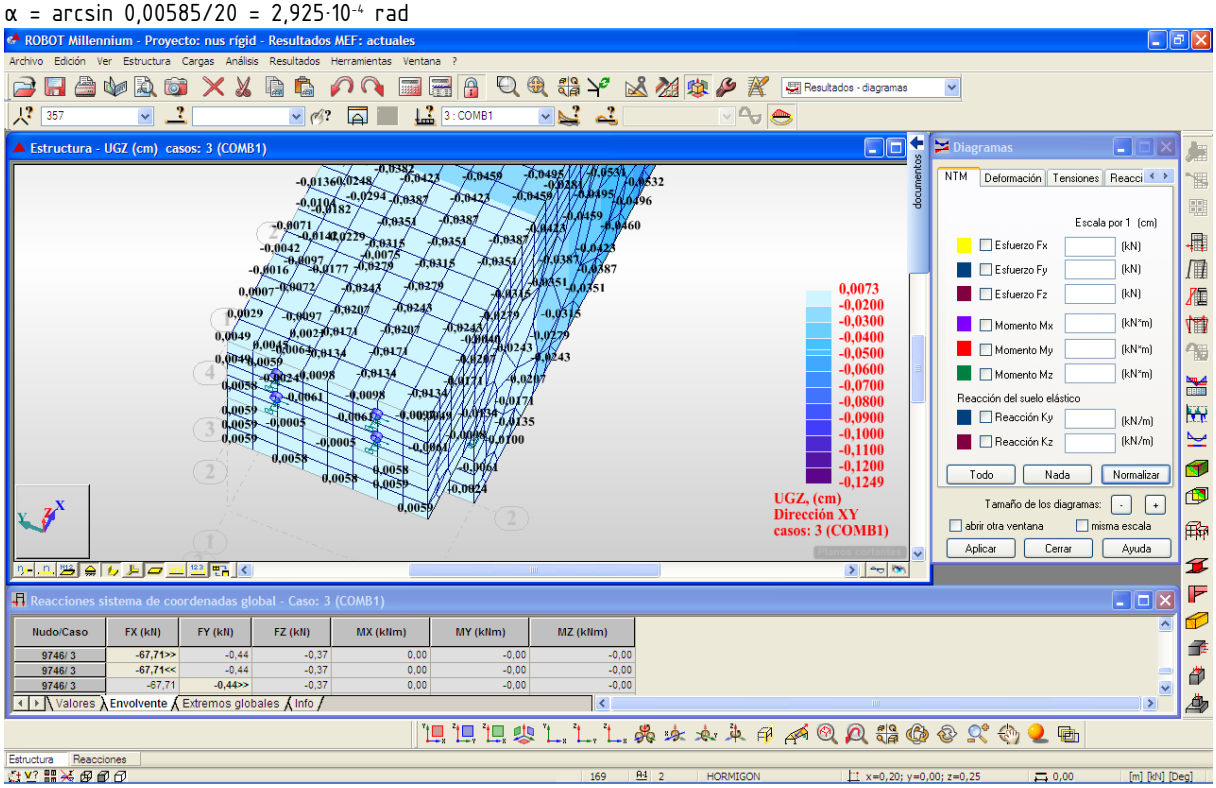


Figura 83- Reaccions horitzontals en els nusos d'extrem de les 4 barres d'acer, en kN

F_1=67,71 kN en cadascun dels 2 nusos superiors, situats a una distància y_1=31 cm respecte del punt de gir

F_2=50,92 kN en cadascun dels 2 nusos superiors, situats a una distància y_2=23 cm respecte del punt de gir

$2 \cdot F_1 \cdot y_1 + 2 \cdot F_2 \cdot y_2 = M$

M=65,40 kN·m

Rigidesa nus = M/α = 65,40 kN·m / 2,925·10⁻⁴ = **223601,37 kN·m/rad**

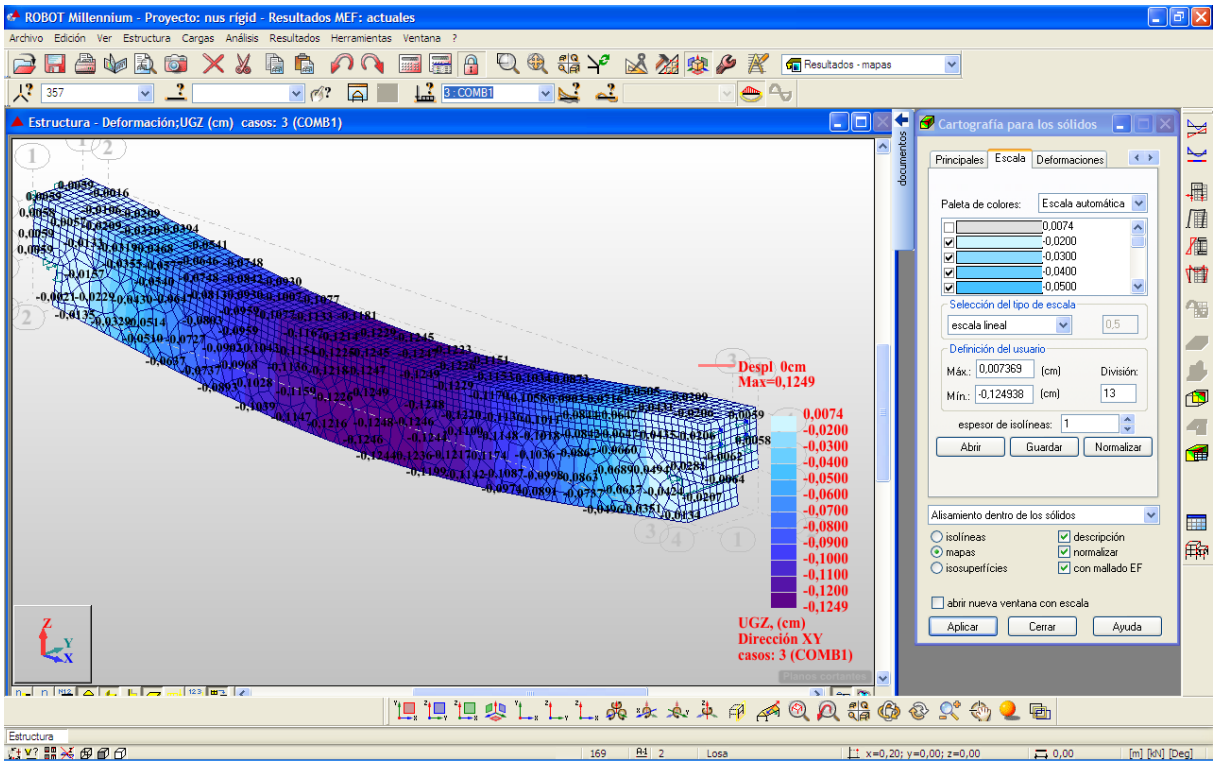


Figura 84- Deformada de la jàssera

Fletxa màxima = 0,1249 cm

PAS DE COMPROVACIÓ DEL CÀLCUL LOCAL A GLOBAL

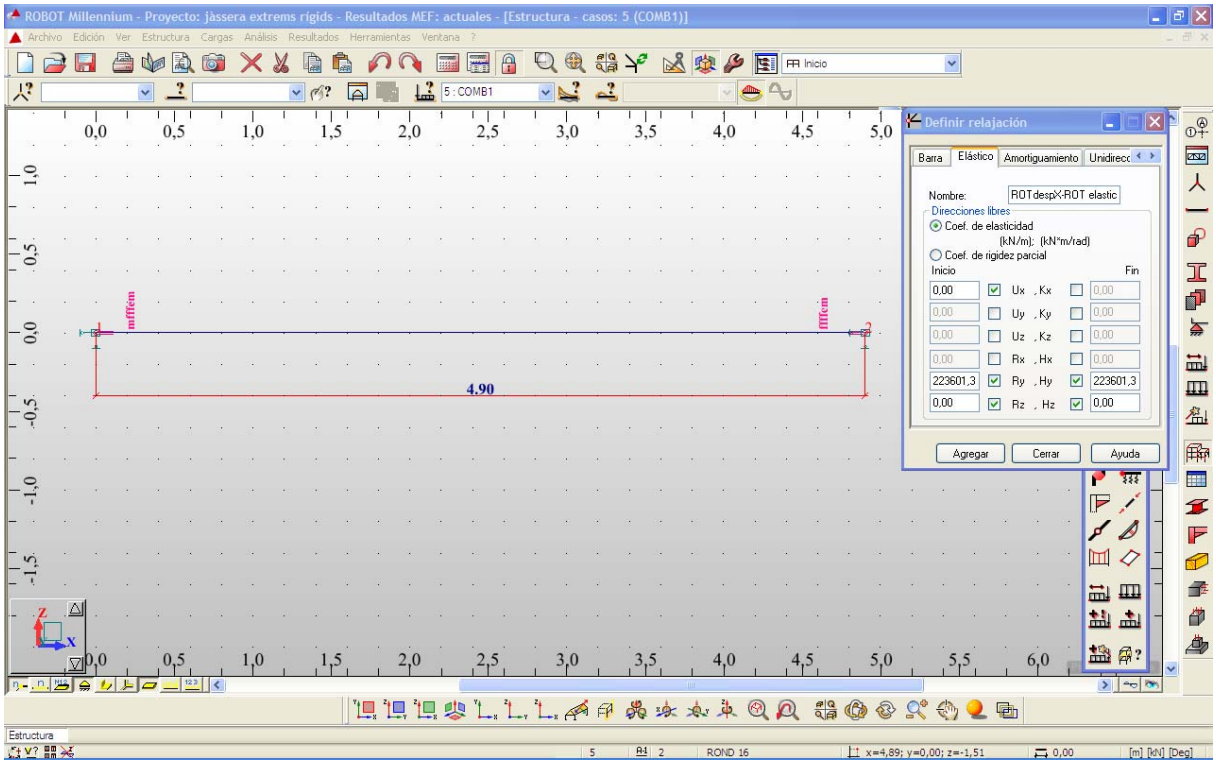


Figura 85- Generació de model de jàssera de longitud igual a la longitud que es dóna entre punts de gir

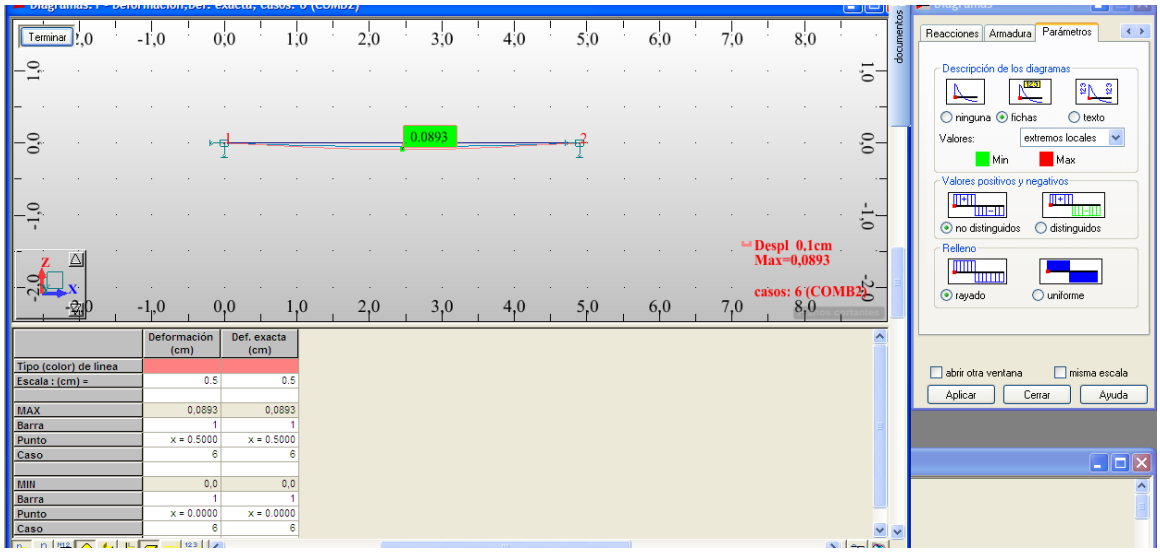


Figura 86- Deformació de la jàssera. Màx=0,0893 cm

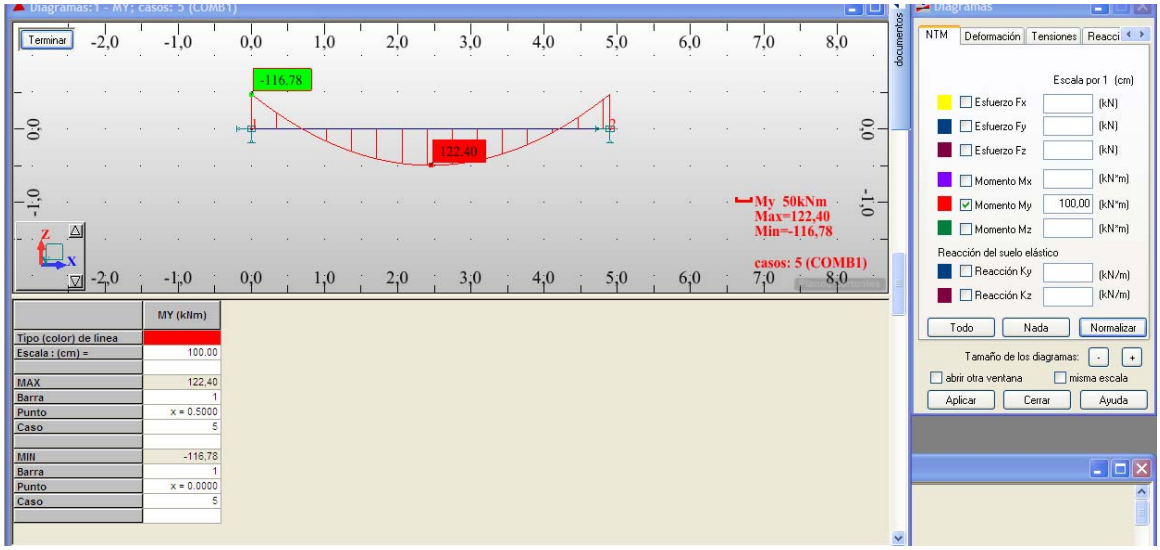


Figura 87- Diagrama de moments en ELU. $M_d(-)=-116,78$ kN·m, $M_d(+)=122,40$ kN·m

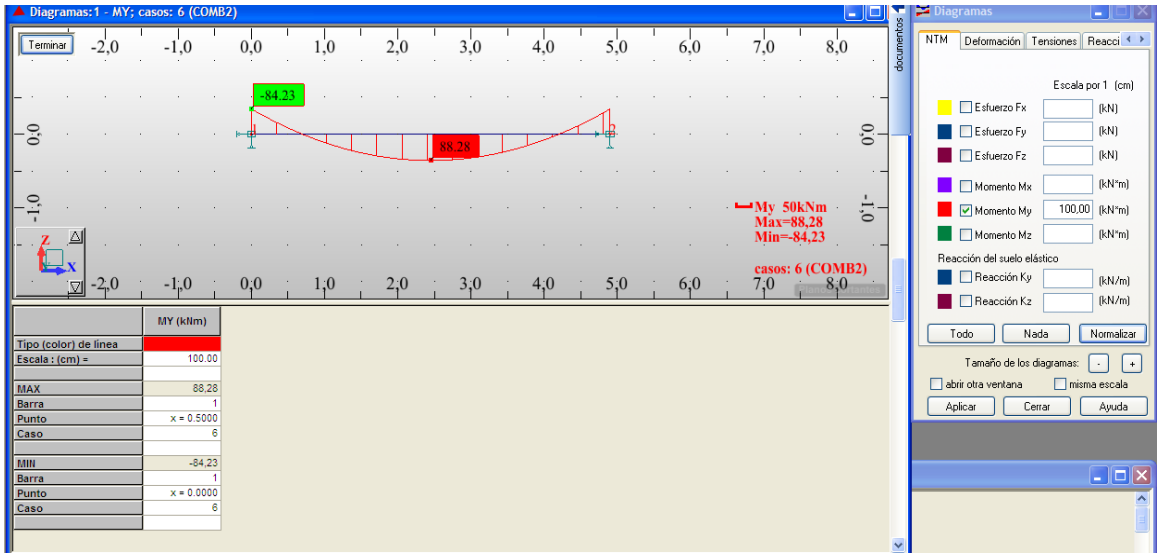


Figura 88- Diagrama de moments en ELS. $M_k(-)=-84,23$ kN·m, $M_k(+)=88,28$ kN·m

Φ= 25 mm

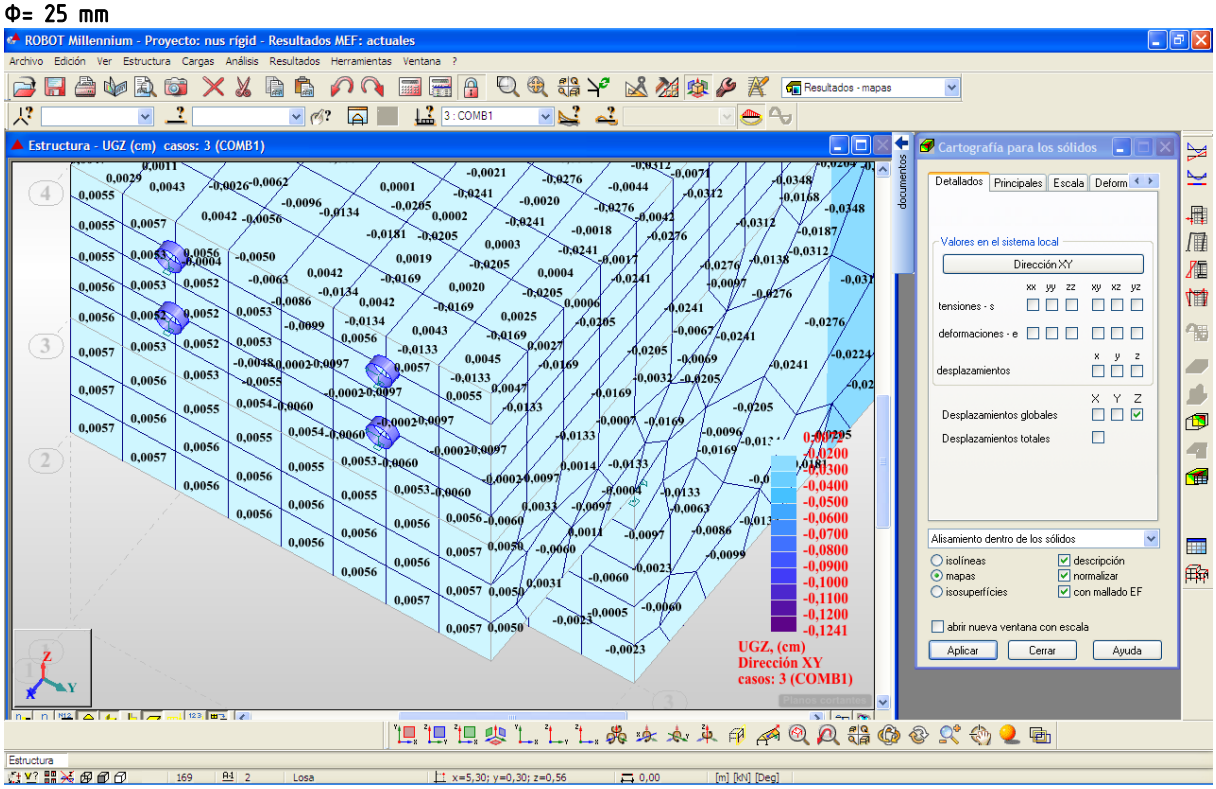


Figura 89- Visualització de desplaçaments verticals (eix Z)

y=0,00565 cm

α = arcsin 0,00565/20 = 2,825·10⁻⁴ rad

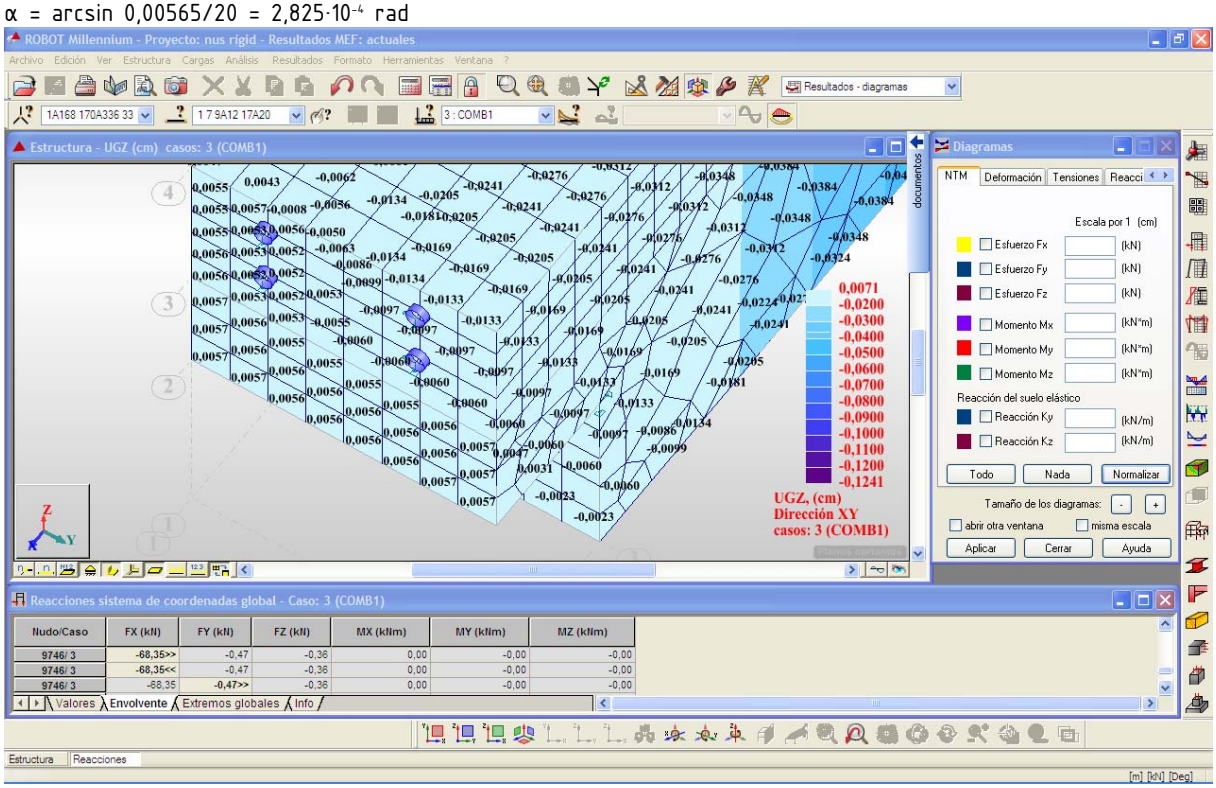


Figura 90- Reaccions horitzontals en els nusos d'extrem de les 4 barres d'acer, en kN

F_1=68,35 kN en cadascun dels 2 nusos superiors, situats a una distància y_1=31 cm respecte del punt de gir

F_2=51,44 kN en cadascun dels 2 nusos superiors, situats a una distància y_2=23 cm respecte del punt de gir

$2 \cdot F_1 \cdot y_1 + 2 \cdot F_2 \cdot y_2 = M$

M=66,0394 kN·m

Rigidesa nus = M/α = 66,0394 kN·m / 2,825·10⁻⁴ = **233767,78 kN·m/rad**

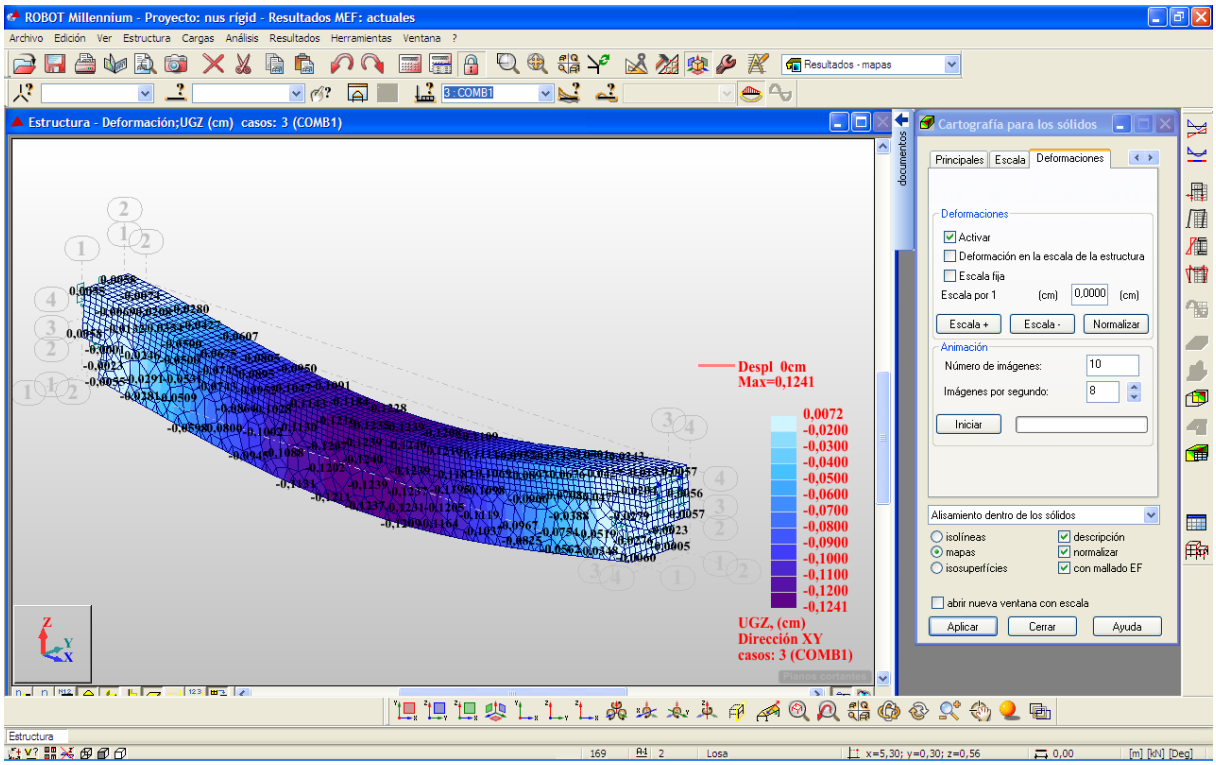


Figura 91- Deformada de la jàssera

Fletxa màxima = 0,1241 cm

PAS DE COMPROVACIÓ DEL CÀLCUL LOCAL A GLOBAL

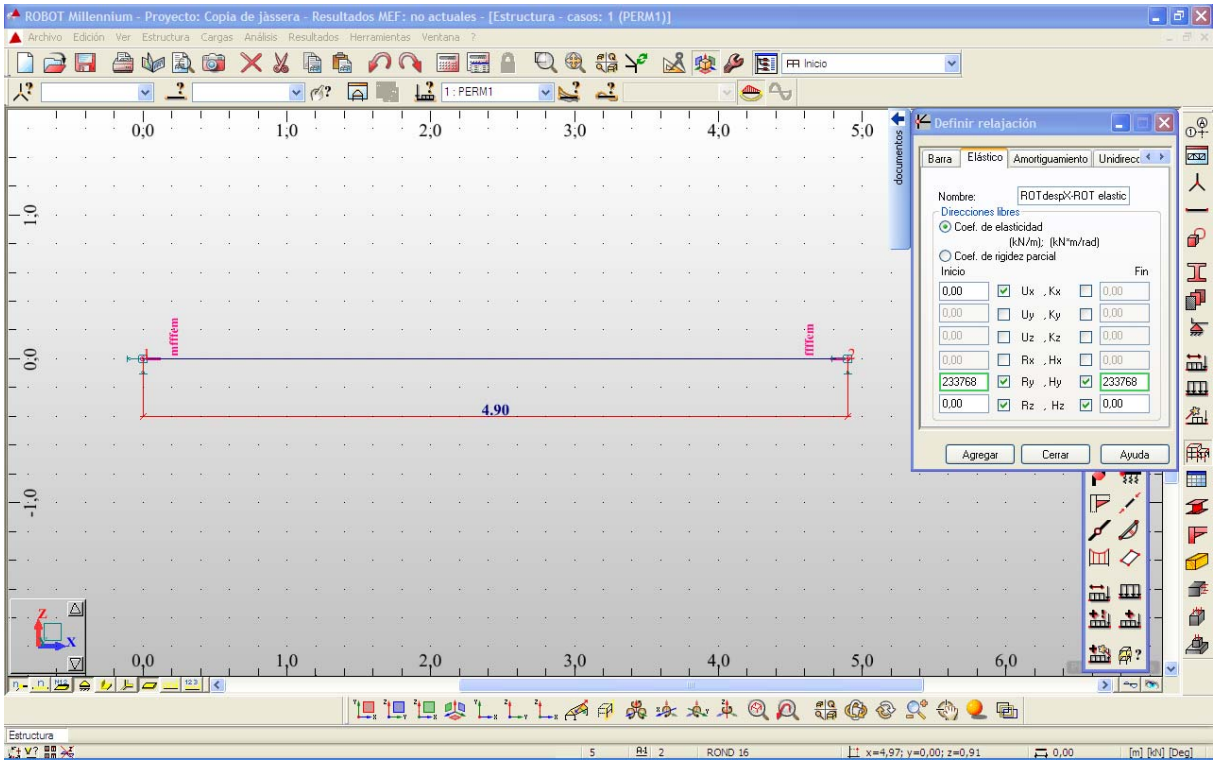


Figura 92- Generació de model de jàssera de longitud igual a la longitud que es dóna entre punts de gir

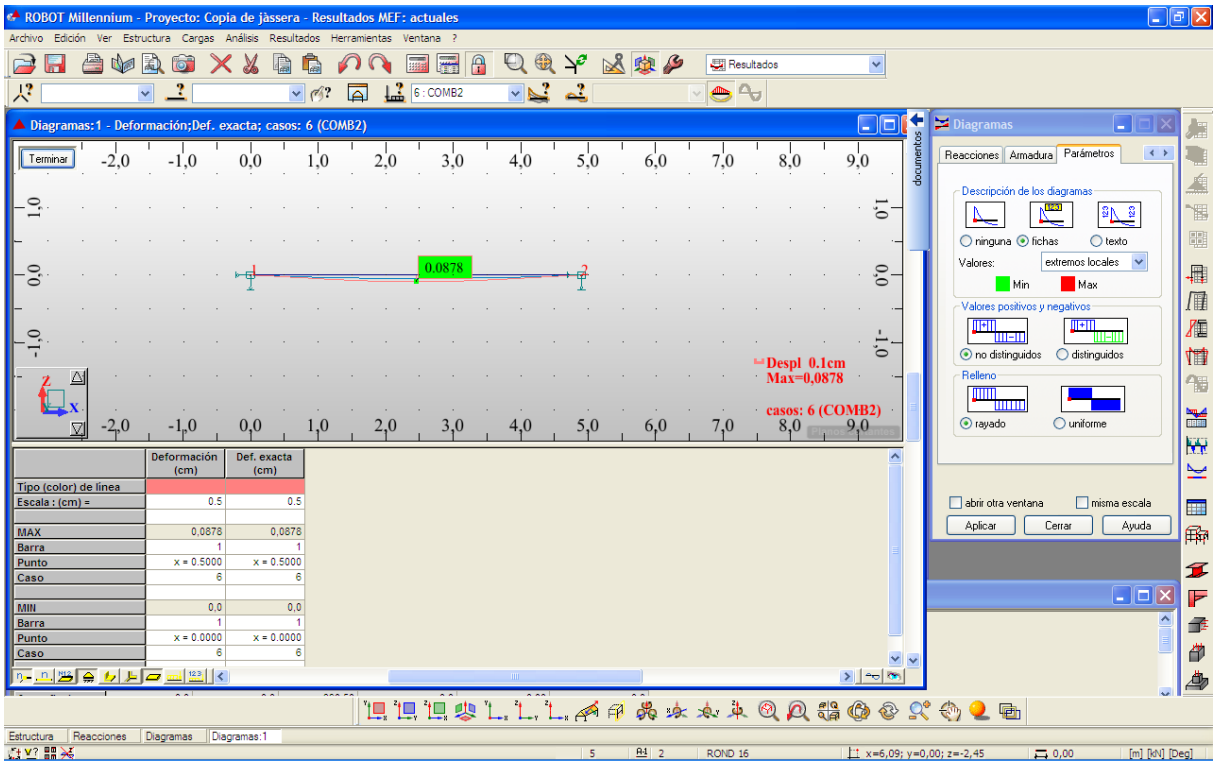


Figura 93- Deformació de la jàssera

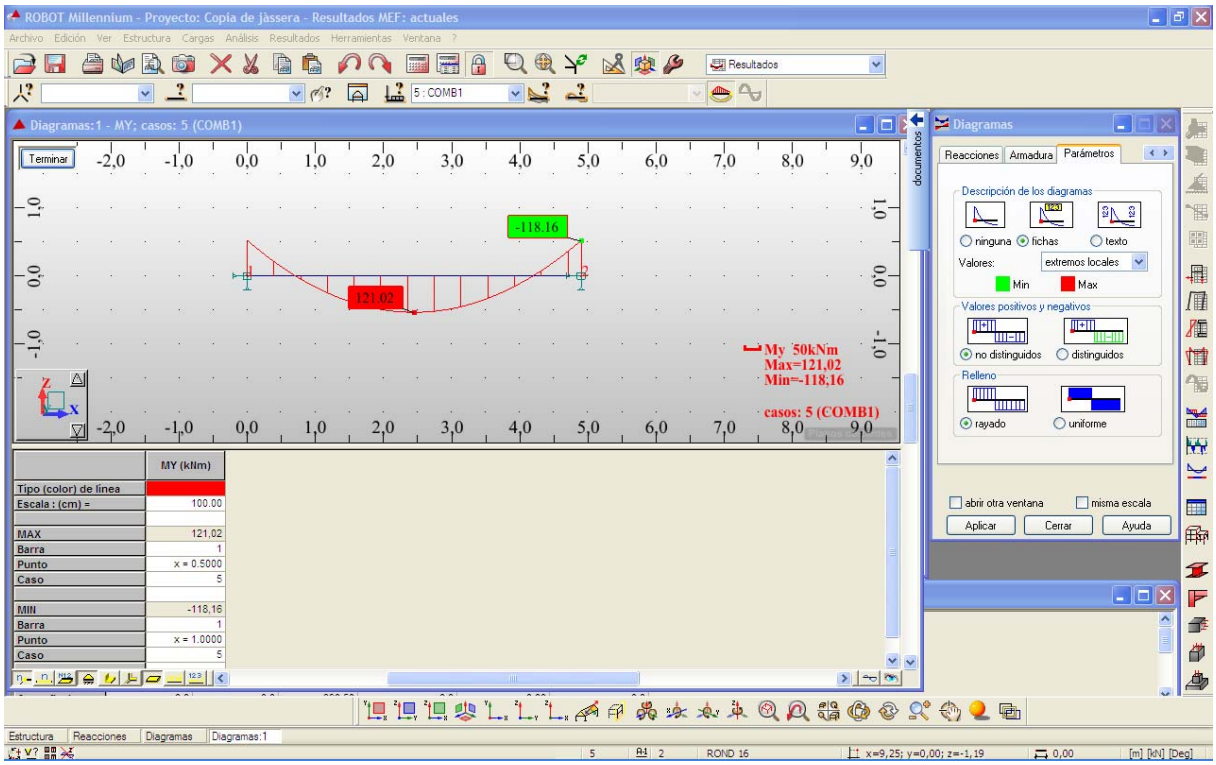


Figura 94- Diagrama de moments en ELU

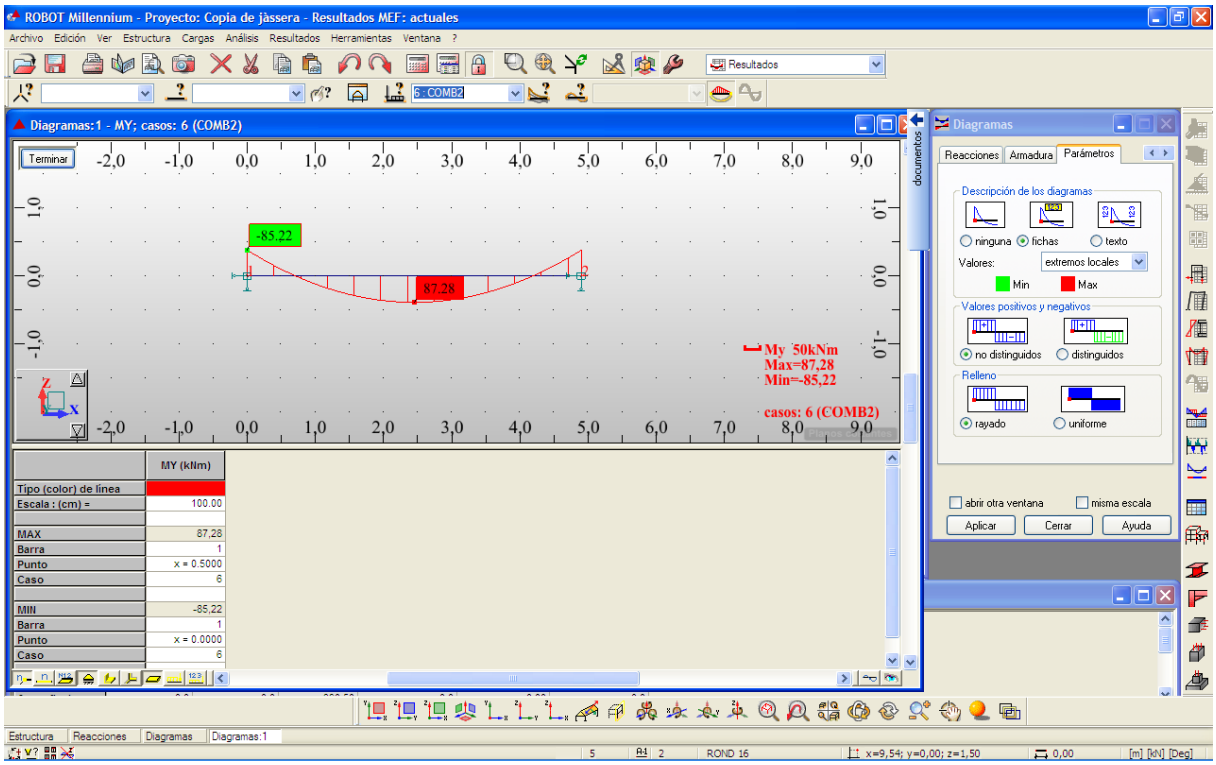


Figura 95- Diagrama de moments en ELS

Per als nusos que pertanyen al present model 2 s'han analitzat seguint la mateixa metodologia, els següents cassos i els resultats obtinguts han estat els següents:

NUS 3 FI

ANÀLISI LOCAL

Connexió lateral superior jàssera-pilar	Moment nus M [kN·m] ELS	Rigidesa nus [kN·m/rad]	Fletxa màxima [cm]
4Φ20 mm	65,4000	223601,37	0,1249
4Φ25 mm	**66,0394**	**233767,78**	**0,1241**

Taula 17- Taula resum resultats anàlisi local

ANÀLISI GLOBAL

Connexió lateral superior jàssera-pilar	Moment nus M [kN·m] ELS resultant	Rigidesa nus [kN·m/rad] Introduïda en l'anàlisi	Fletxa màxima [cm] resultant
4Φ20 mm	84,2300	223601,37	0,0893
4Φ25 mm	**85,2200**	**233767,78**	**0,0878**

Taula 18- Taula resum resultats anàlisi global

Malgrat la certa convergència dels valors corresponents a les fletxes obtingudes en l'anàlisi local i global, els Moments de nus presenten clares diferències. De manera que s'adopta el NUS 3 FI amb 4Φ25 mm, com a representatiu per a fer la següent prova: Quina és la rigidesa que caldria introduir en el model global que m'aporti un Moment de negatiu en els extrems de la jàssera de **M=-66 kN·m**?

Es presenta a continuació, que la Rigidesa a introduir és de **110000 kN·m/rad**

QUINA ÉS LA RIGIDESA A INTRODUIR EN EL PRESENT MODEL GLOBAL QUE M'APORTI EL M-=66 kN·m, OBTINGUT EN L'ANÀLISI PER ELEMENTS FINITS?

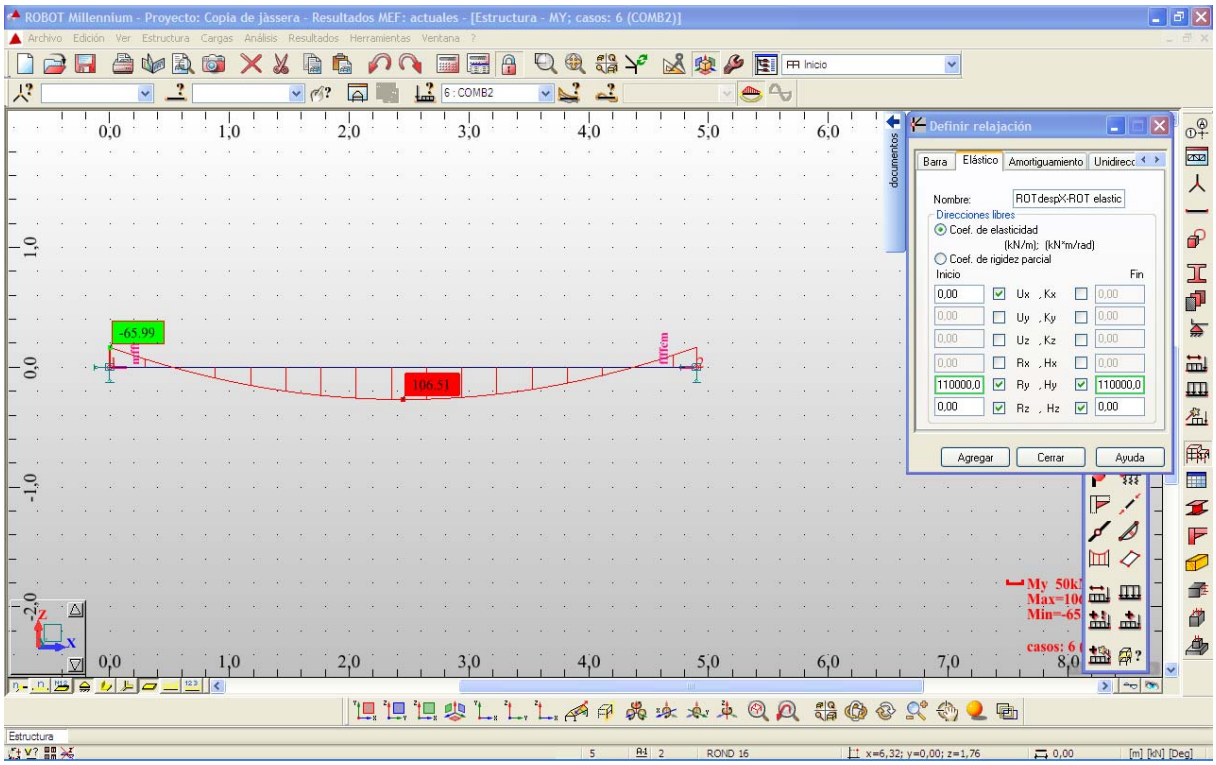


Figura 96- Diagrama de moments en ELS

Rigidesa nus = 110000 kN·m

Rigidesa nus=110000= 65,99/α ; α real = 5,9991·10^{-4}

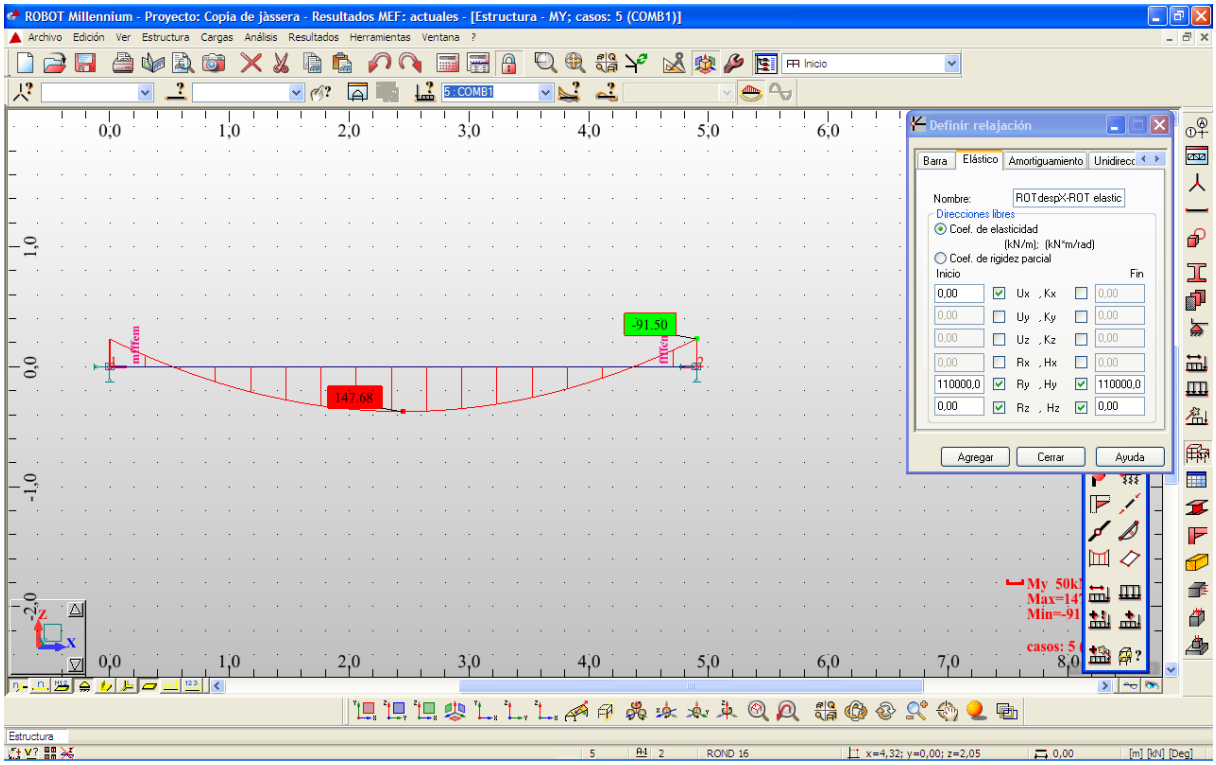


Figura 97- Diagrama de moments en ELU

Tot seguit es pretén:

- Comprovar que efectivament $M_0 = ql^2/8 = M(-)+M(+)$ obtinguts
- buscar quin és el % d'encastament d'extrems del model anterior

Per a fer-ho, es pren la jàssera anterior, i es disposa en els extrems una Rigidesa de nus=∞

PRESENT MODEL 2 AMB RIGIDESA D'EXTREMS INFINITA (ENCASTAMENT)

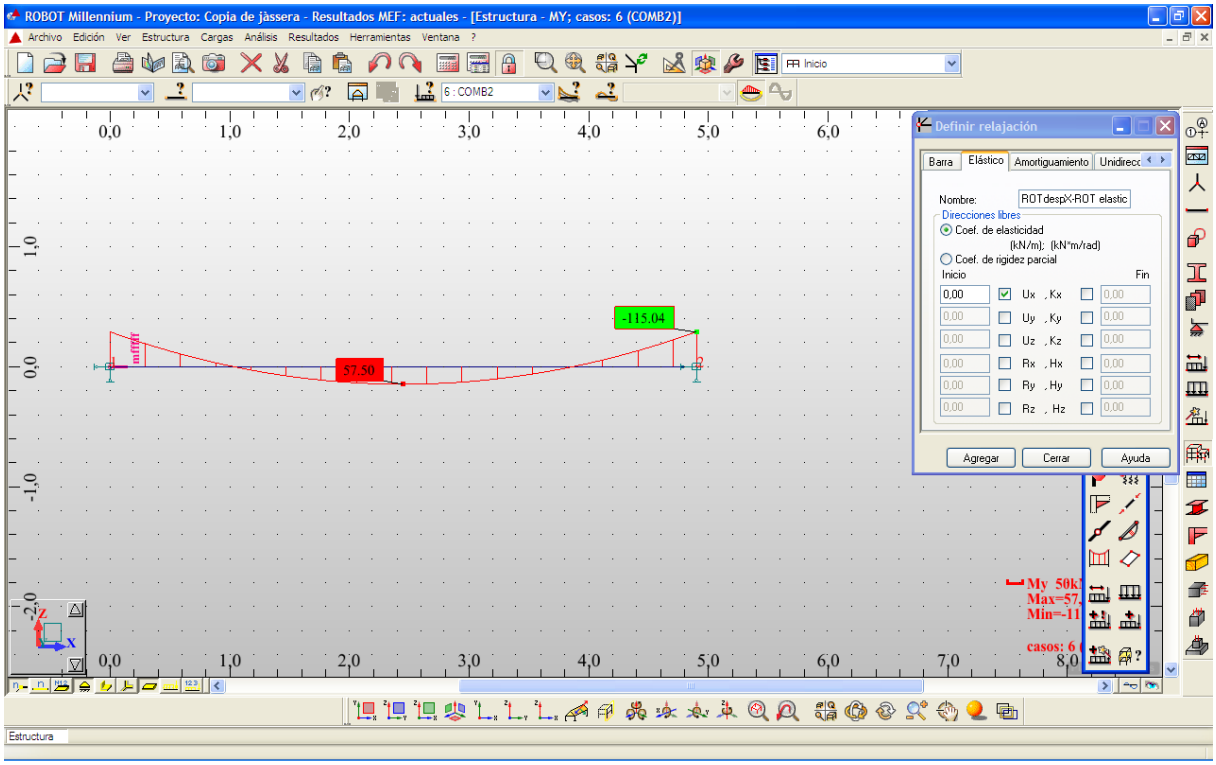


Figura 98- Diagrama de moments en ELS

Qk=6+37,59+14=57,59 kN/m; l=4,90 m

$M_- = Qk \cdot l^2/12 = 115{,}23$ kN·m

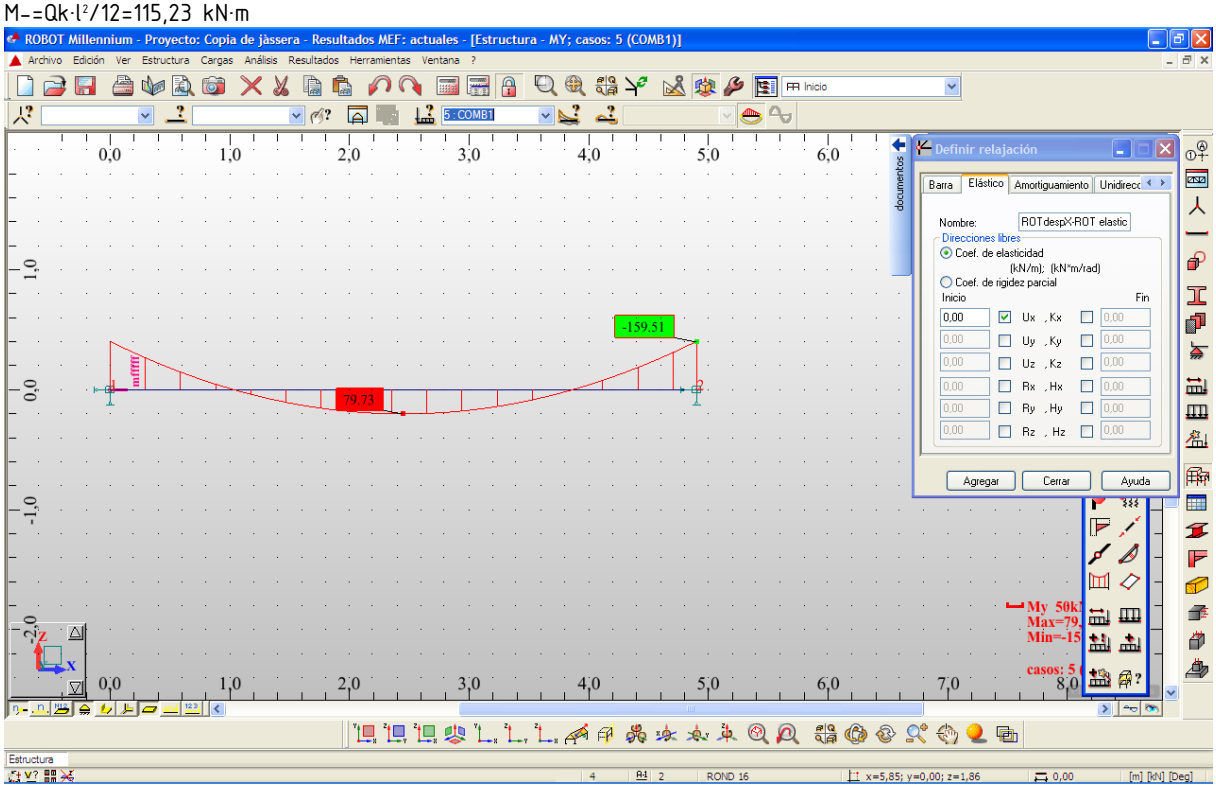


Figura 99- Diagrama de moments en ELU

Qd=(6+37,59)·1,35+14·1,5=79,85 kN/m; l=4,90 m

M-=Qd·l^2/12=159,76 kN·m

ELU

M(-)+M(+)=159,51+79,73=239,24 kN·m en el cas d'encastament prefecte

M(-)+M(+)=91,50+147,68=239,18 kN·m en el cas d'elevada rigidesa, de valor=110000

ANÀLISI DE RESULTATS

- % de respartiment de Moment negatiu i positiu respecte del Moment isostàtic

  (91,50/239,18)·100=38,26% ≈ **38% de Q·l^2/8**

  (147,68/239,18)·100=61,74% ≈ **62% de Q·l^2/8**

- Si el M(-)=159,51 kN·m correspon a un encastament del 100%, el M(-)=91,50 kN·m correspon a un encastament del **60%**

En l'aplicació de les rigideses obtingudes en l'anàlisi local mitjançant el mètode d'elements finits al model global, la rigidesa corregida obtinguda de forma que els moments negatius en servei s'igualessin, per al cas de 4Φ25 mm és de **110000 kN·m/rad**. S'adopta com a nus d'aplicació real per al present model el que disposa 4Φ25 mm de connexió jàssera-pilar.

La rigidesa adoptada a introduir a l'estructura corresponent al present model 2 de nusos semirígids serà de 110000 kN·m/rad.

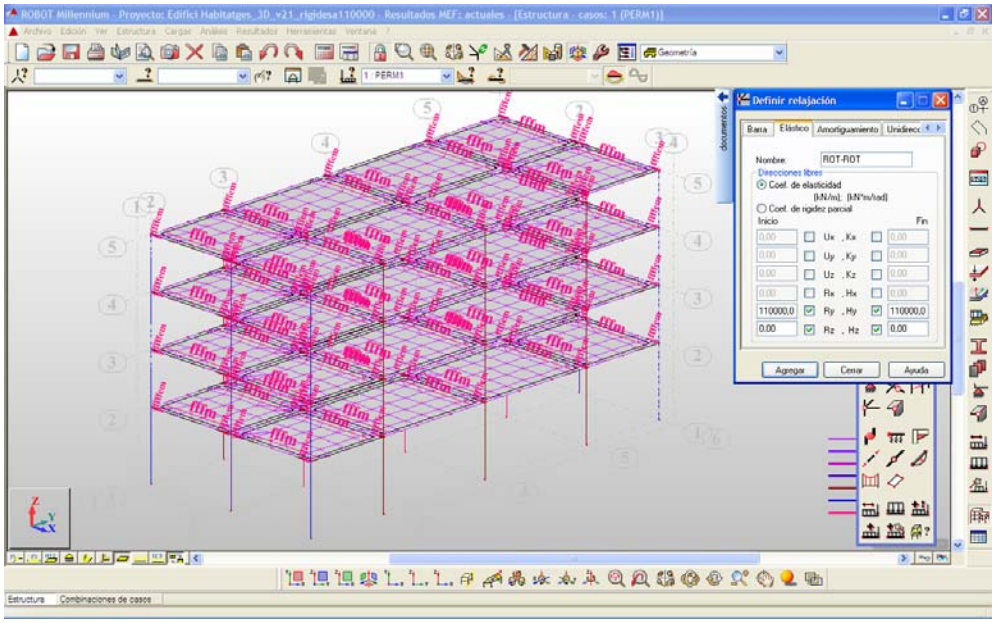


Figura 100- Vegi's l'aplicació en el model global

3.4.3 DIAGRAMES DE MOMENTS PILARS I JÀSSERES REPRESENTATIVES MODEL 3

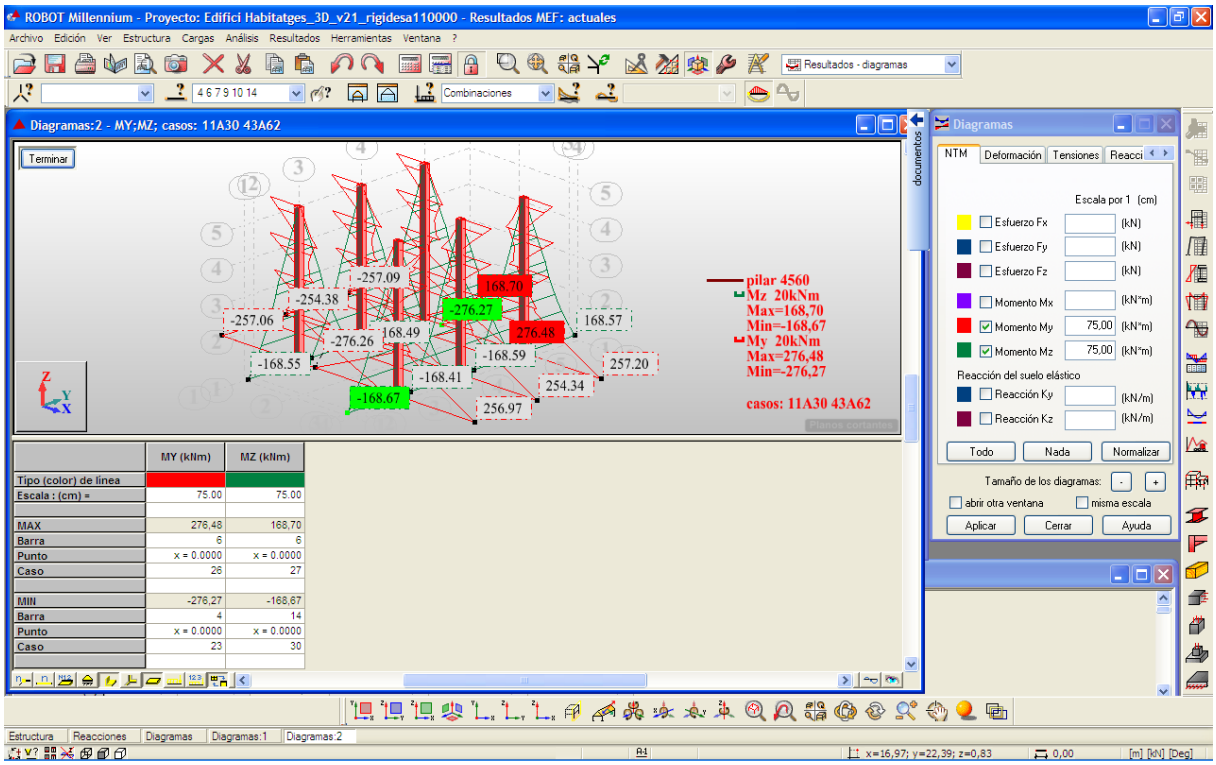


Figura 101- Diagrames de Moments abans de vinclament My, Mz locals. Pilars tipus laterals en ELU

Les deformacions obtingudes són idèntiques que en el model 1 i 2.

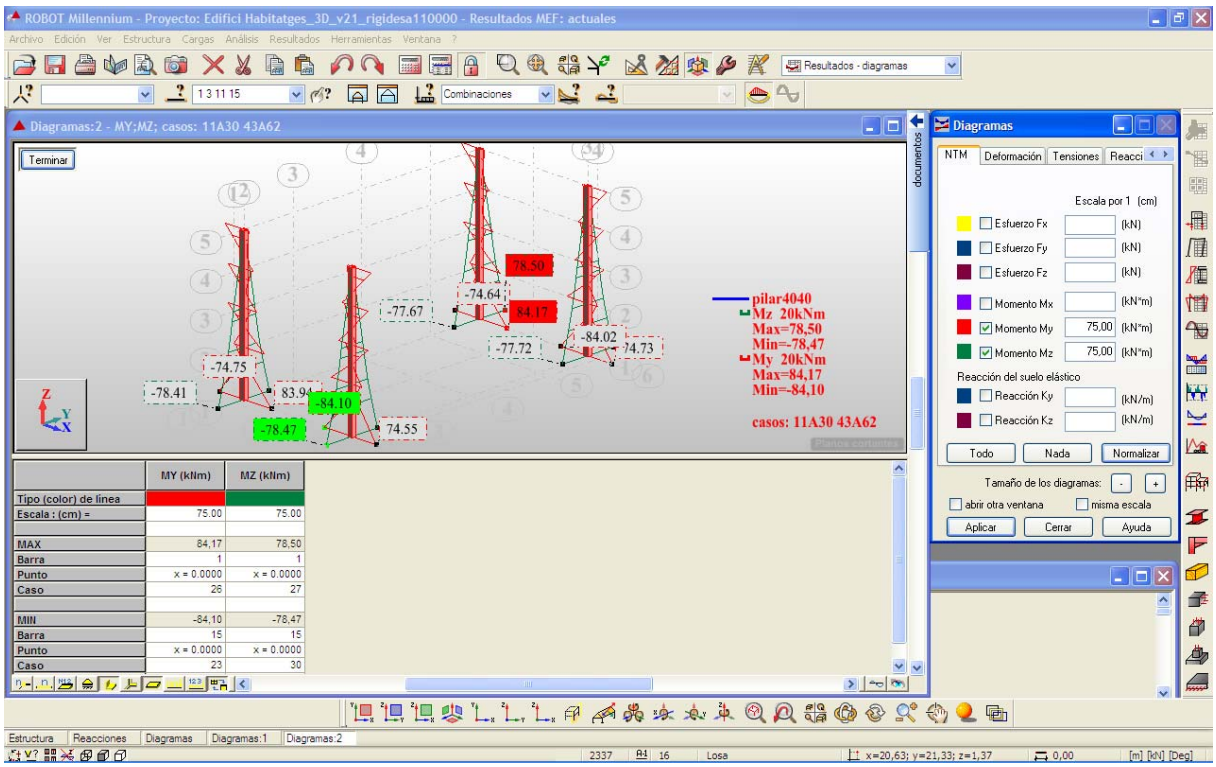


Figura 102- Diagrames de Moments abans de vinclament My, Mz locals Pilars tipus cantonada en ELU

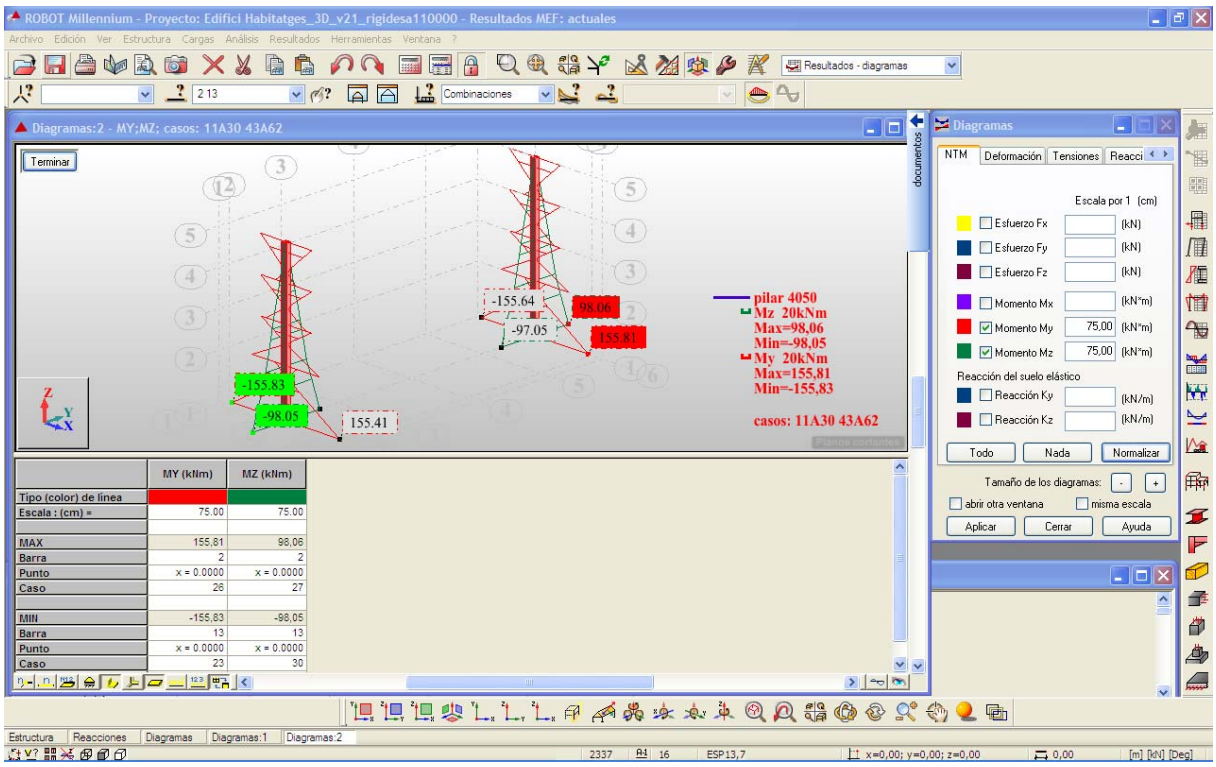


Figura 103- Diagrames de Moments abans de vinclament My, Mz locals Pilars tipus frontals en ELU

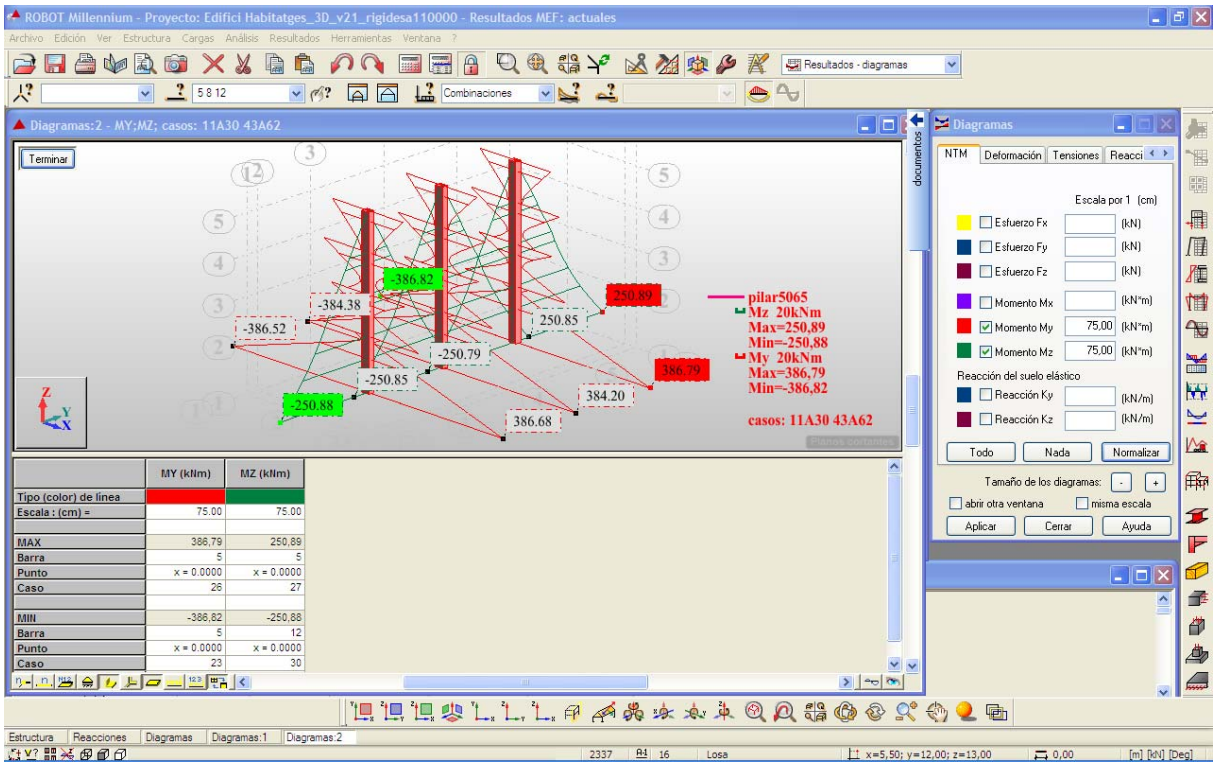


Figura 104- Diagrames de Moments abans de vinclament My, Mz locals Pilars tipus centrals en ELU

En els diagrames que es presenten prèviament d'aquest present model 3, s'observa que en alguns pilars les combinacions sísmiques esdeven la combinació crítica. Amb la finalitat de no distorsionar l'estudi comparatiu, s'eliminen les combinacions de sisme en la modelització estructural.

SI S'ELIMINEN LES COMBINACIONS DE SISME ELS DIAGRAMES DE MOMENTS DE PILARS QUEDEN DE LA SEGÜENT FORMA

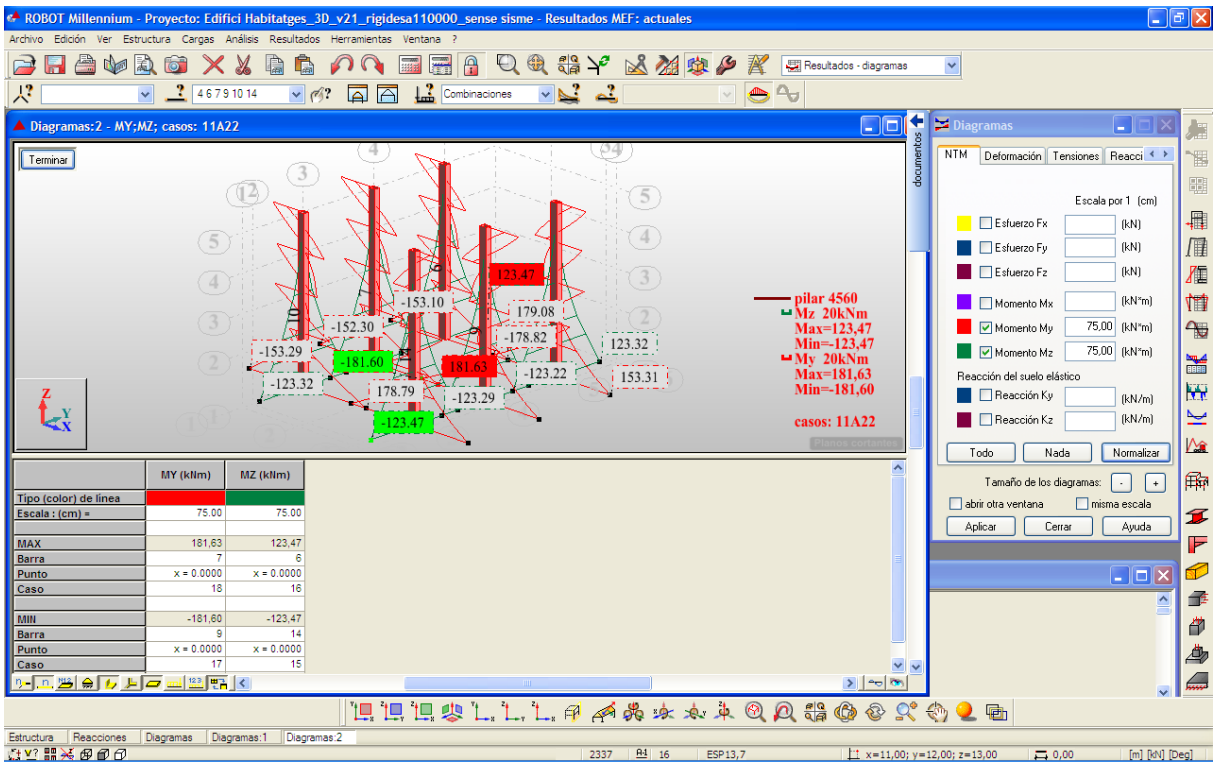


Figura 105- Diagrames de Moments abans de vinclament My, Mz locals Pilars tipus laterals en ELU

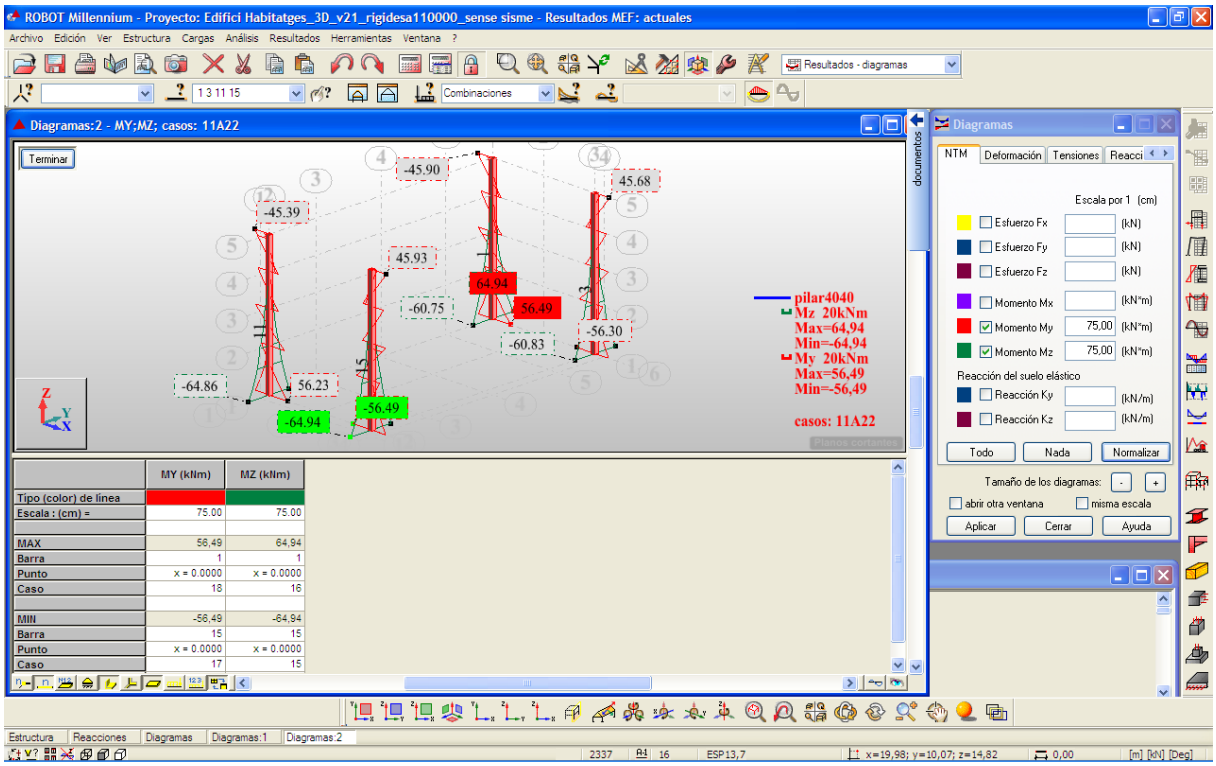


Figura 106- Diagrames de Moments abans de vinclament My, Mz locals Pilars tipus cantonada en ELU

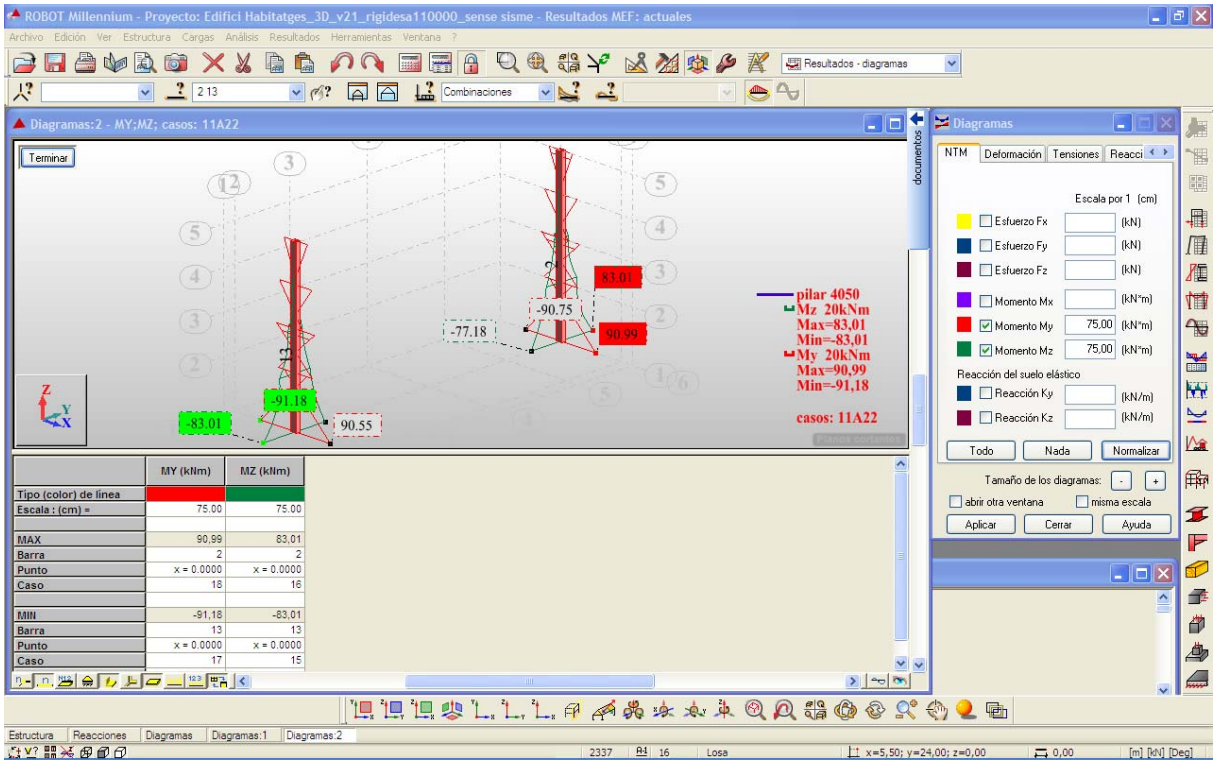


Figura 107- Diagrames de Moments abans de vinclament My, Mz locals Pilars tipus frontal en ELU

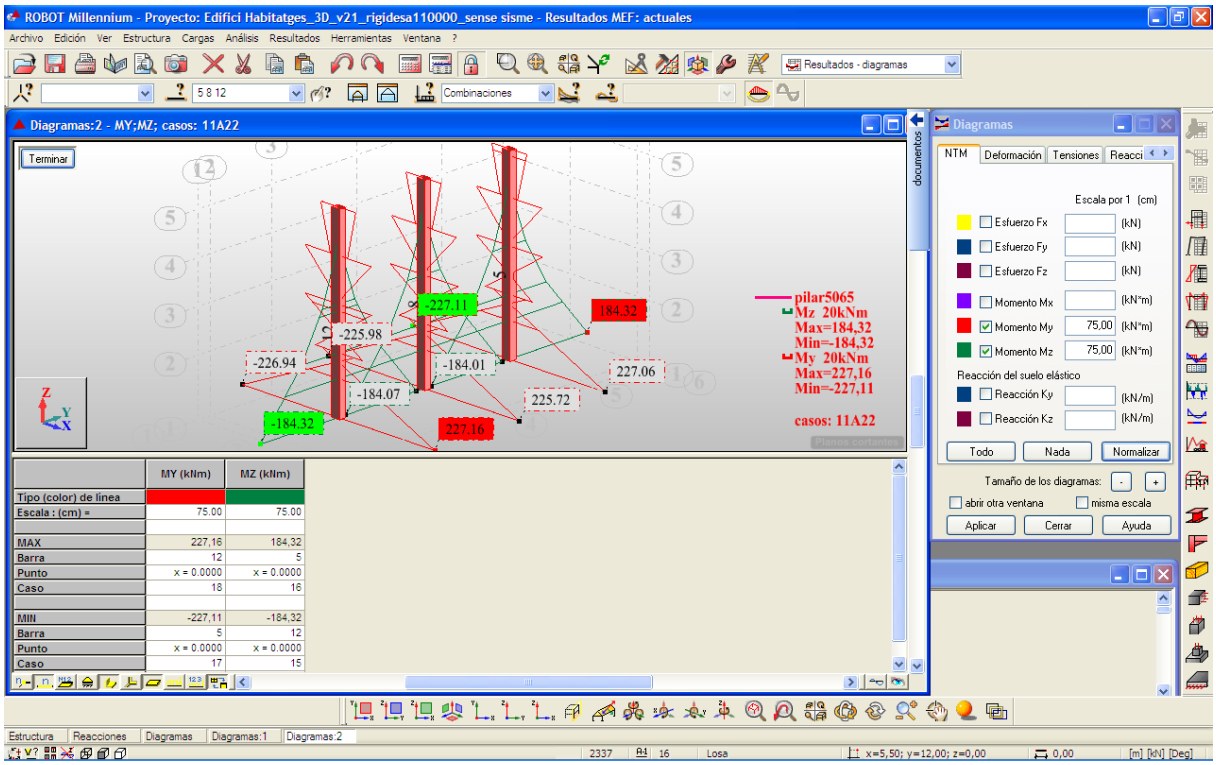


Figura 108- Diagrames de Moments abans de vinclament My, Mz locals Pilars tipus central en ELU

SI S'ELIMINEN LES COMBINACIONS DE SISME I ES MODELITZEN ELS PILARS PER TRAMS, DONADA L'ELEVADA RIGIDESA DELS NUSOS DEL PRESENT MODEL, ELS DIAGRAMES DE MOMENTS DE PILARS QUEDEN DE LA SEGÜENT FORMA

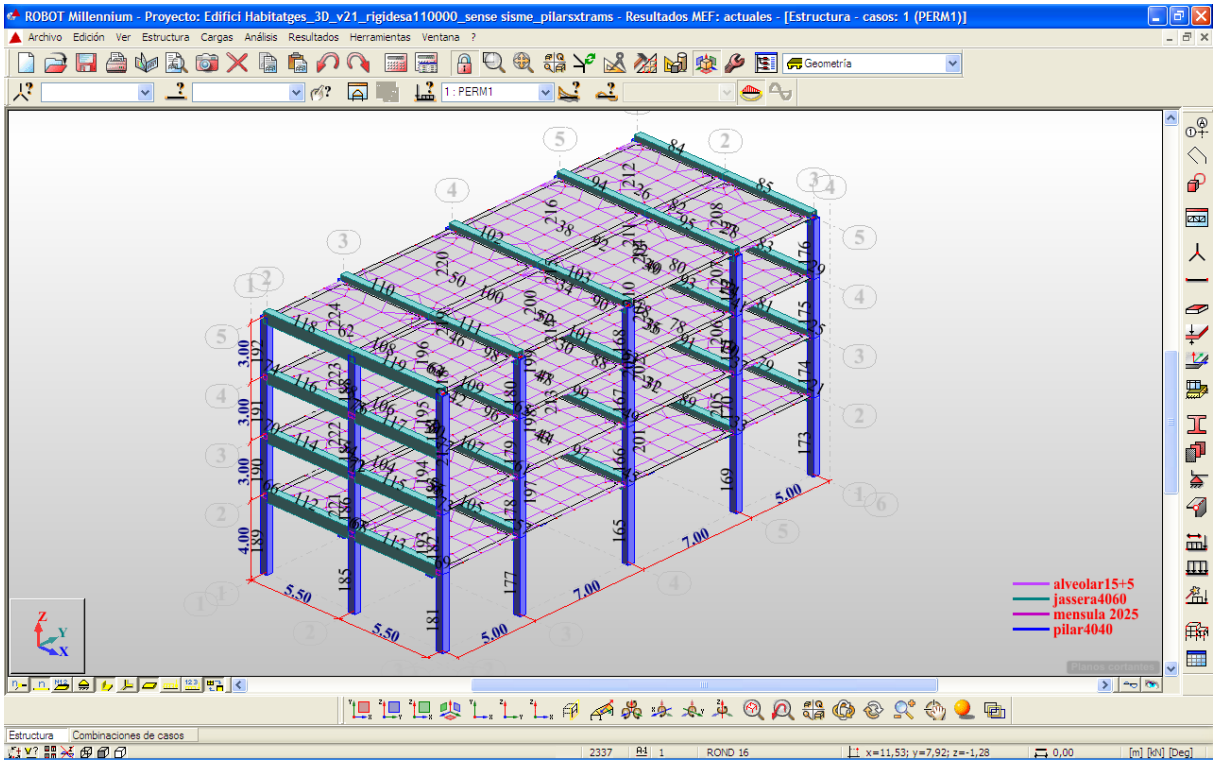


Figura 109- Presentació modelització estructural proposada

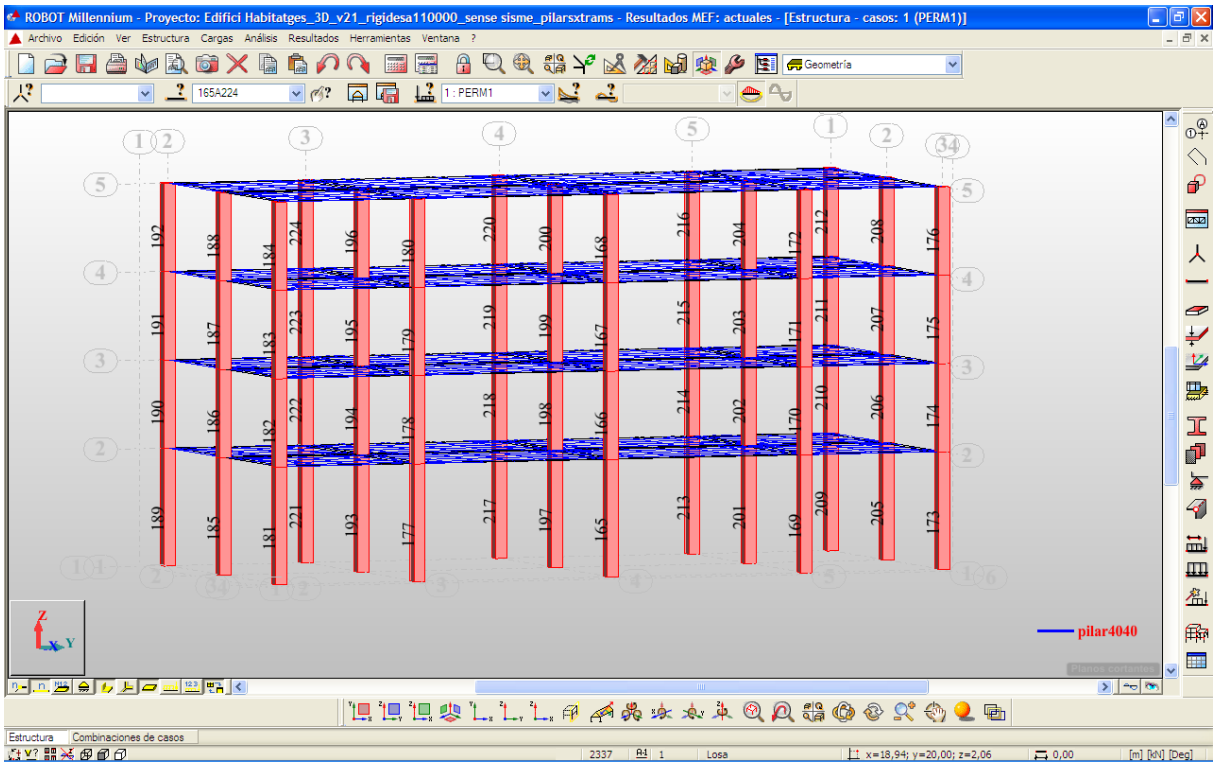


Figura 110- Visualització dels nombres de les noves barres, ara desglossades per trams

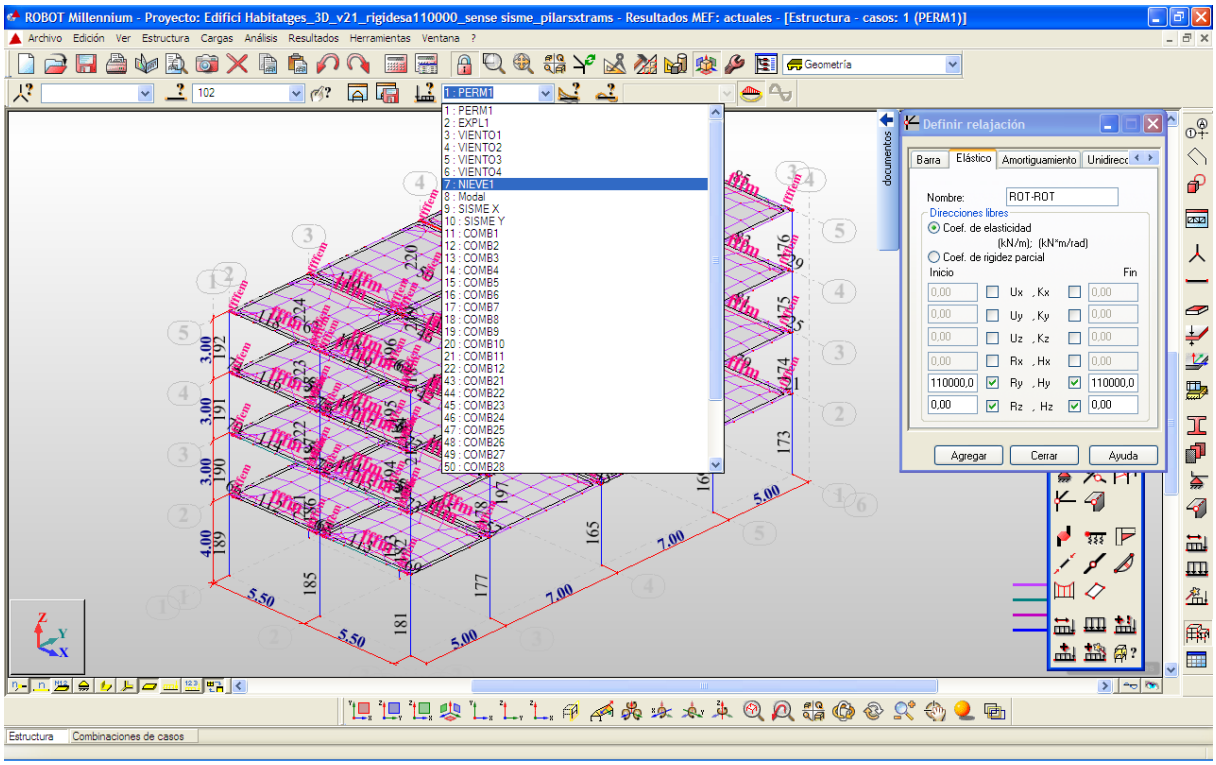


Figura 111-Les combinacions no contenen les de sisme i s'aplica la rigidesa del present model en els nusos extrems de les jàsseres

Per a pilars de secció 40x40 s'obtenen deformacions excessives en la direcció Y global i poc ajustades en la direcció X global. Veure esquemes adjunts

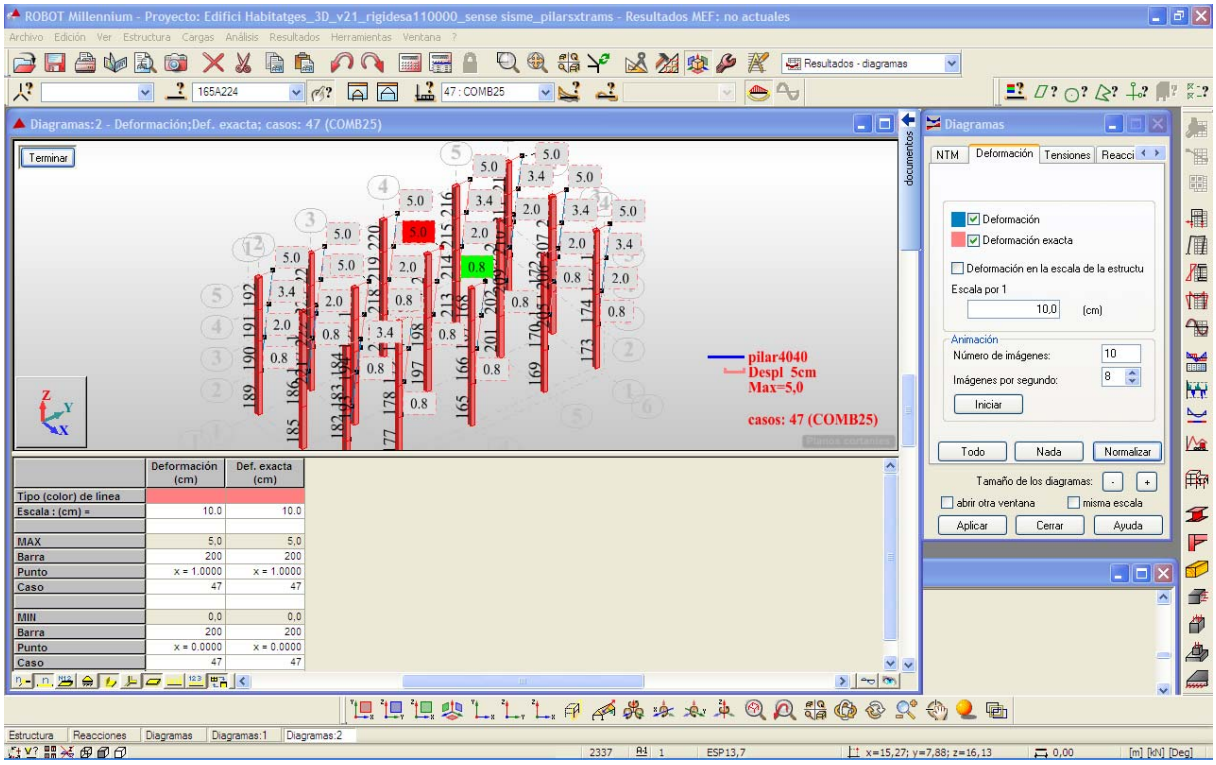


Figura 112- Deformació en direcció Y, en ELS de la totalitat dels pilars

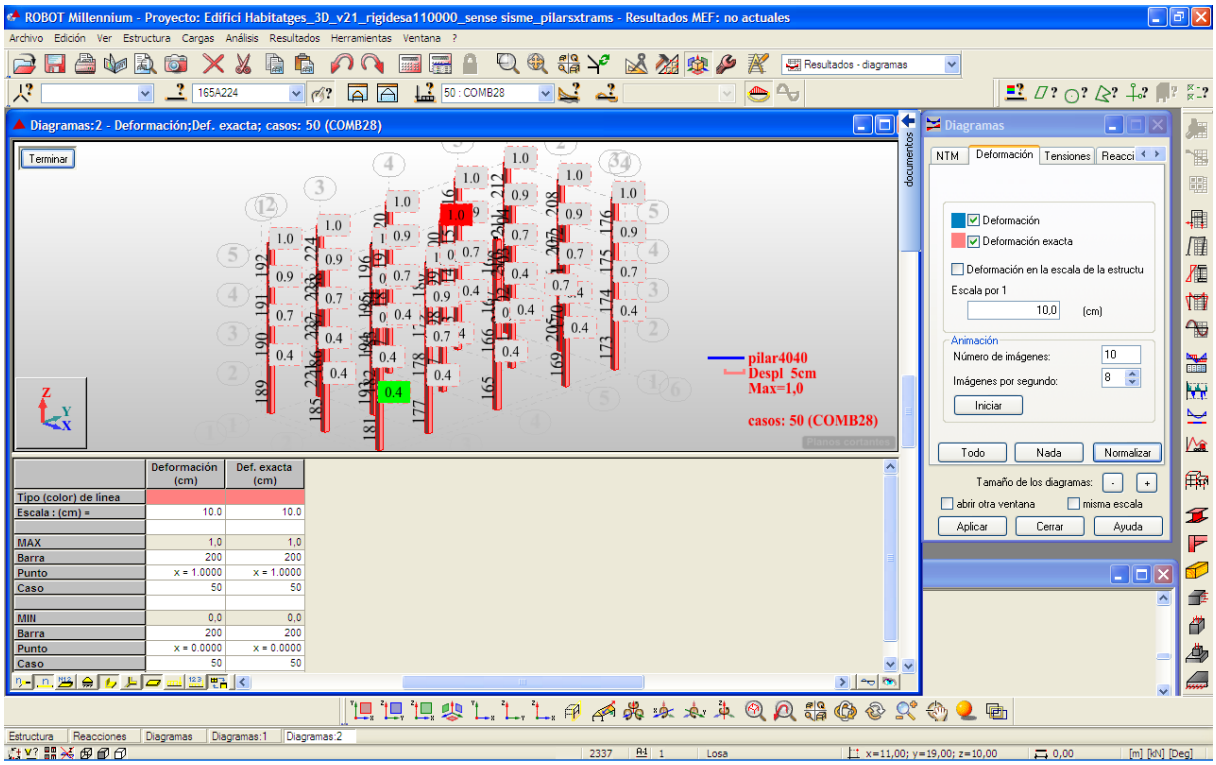


Figura 113- Deformació en direcció X, en ELS de la totalitat dels pilars

Es comprova que la primera secció que satisfà la restricció de deformació màx H/500 és la secció 55x30 cm

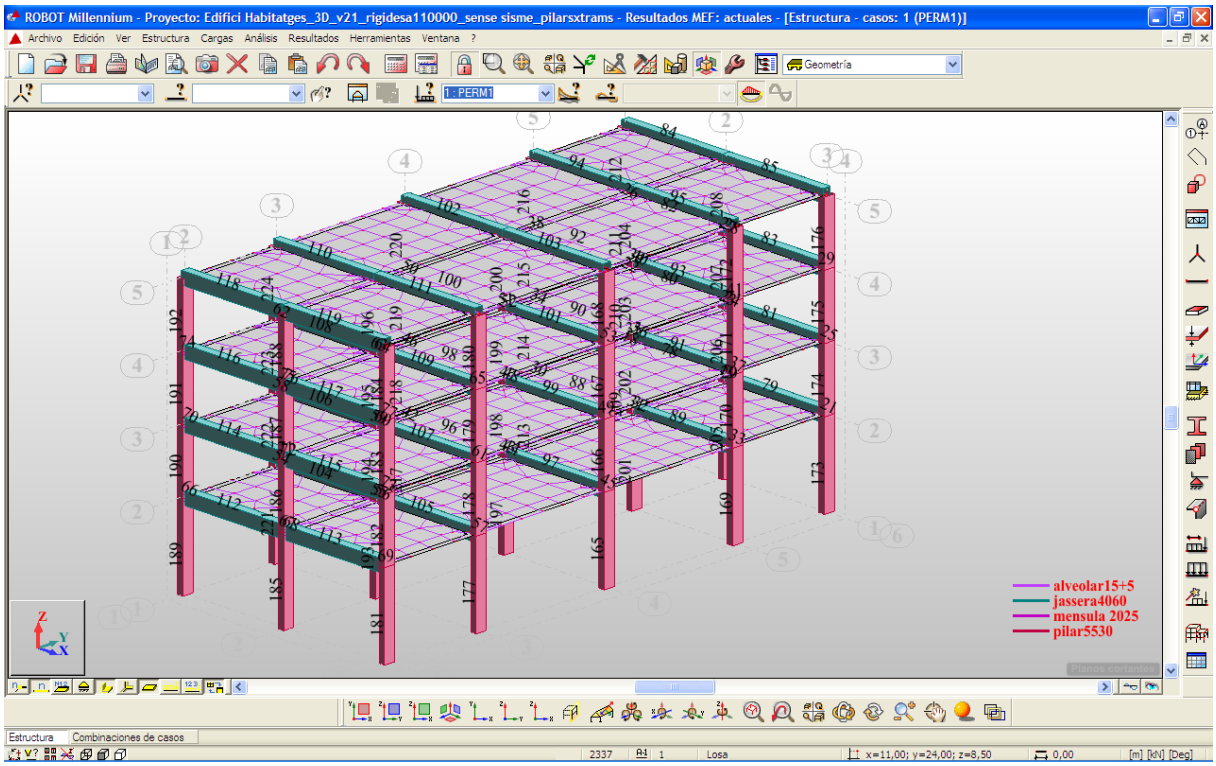


Figura 114- Es comprova que la primera secció que satisfà la restricció de deformació màx H/500 és la secció 55x30 cm

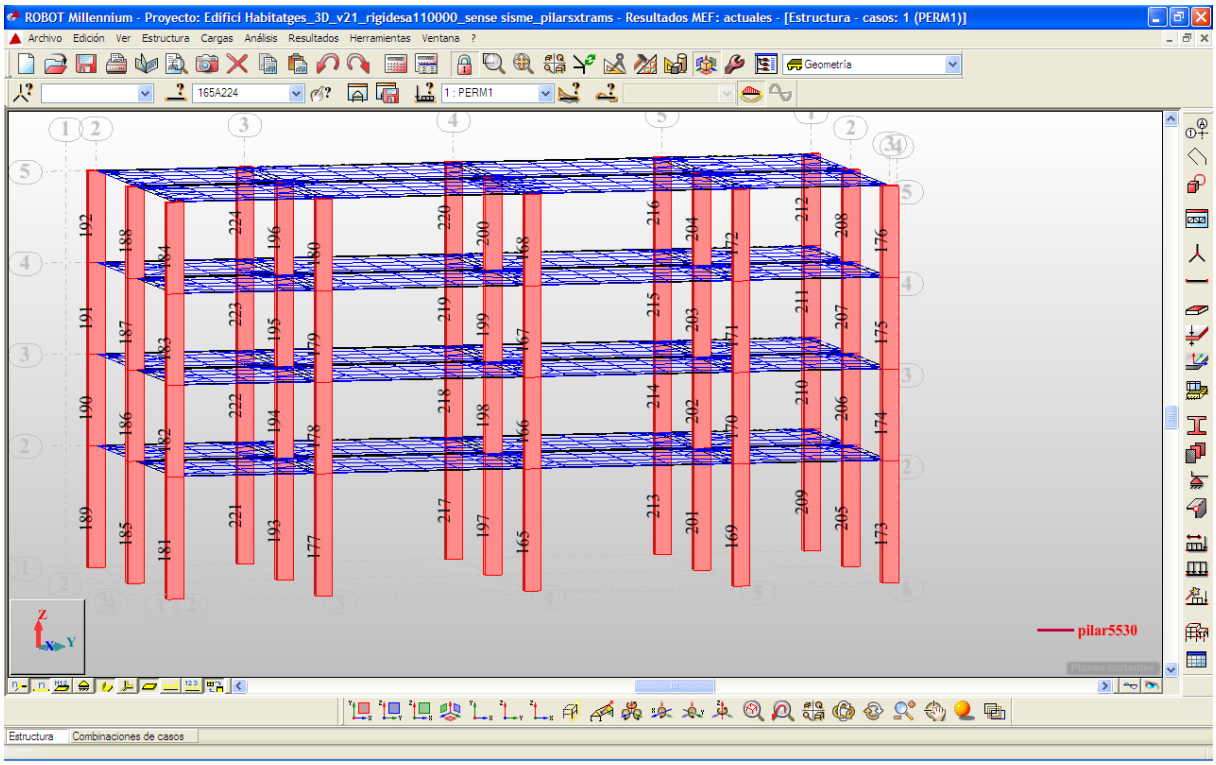


Figura 115- Visualització dels nombres de les noves barres, ara desglossades per trams

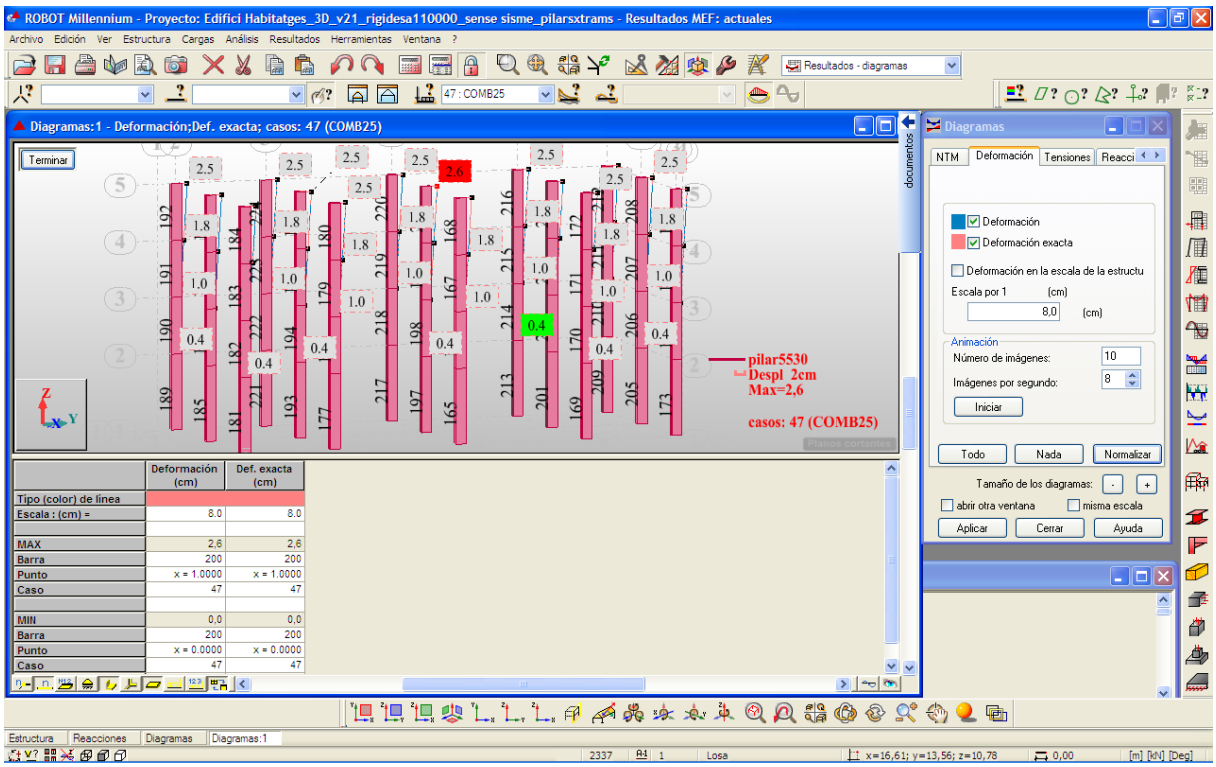


Figura 116- Deformació en direcció Y, en ELS de la totalitat dels pilars

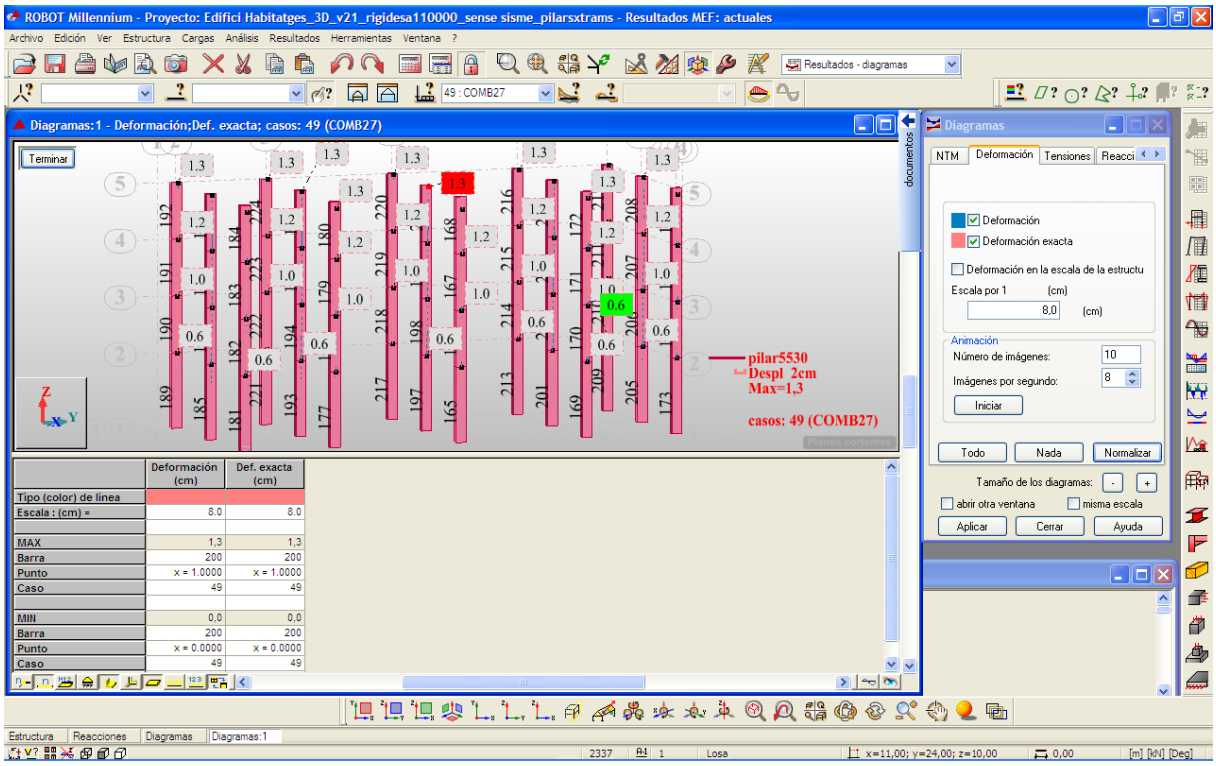


Figura 117- Deformació en direcció X, en ELS de la totalitat dels pilars

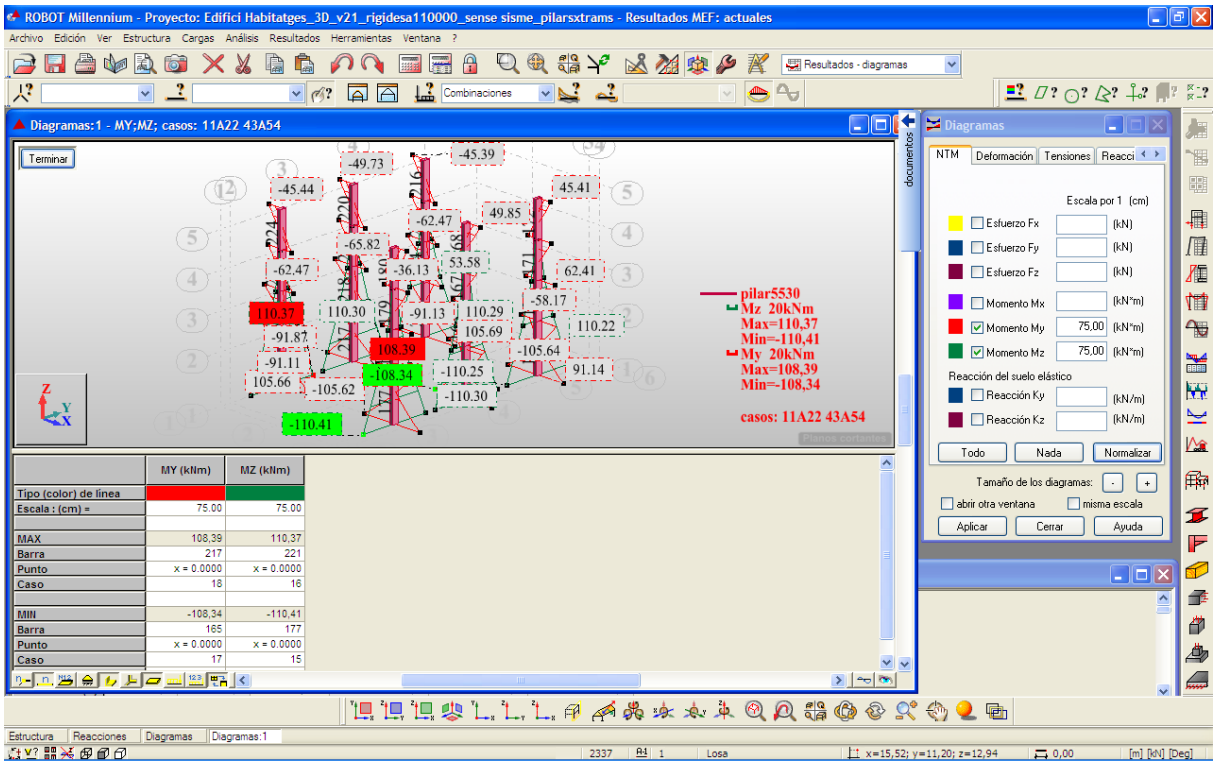


Figura 118- Diagrames de Moments abans de vinclament My, Mz locals Pilars tipus LATERALS en ELU

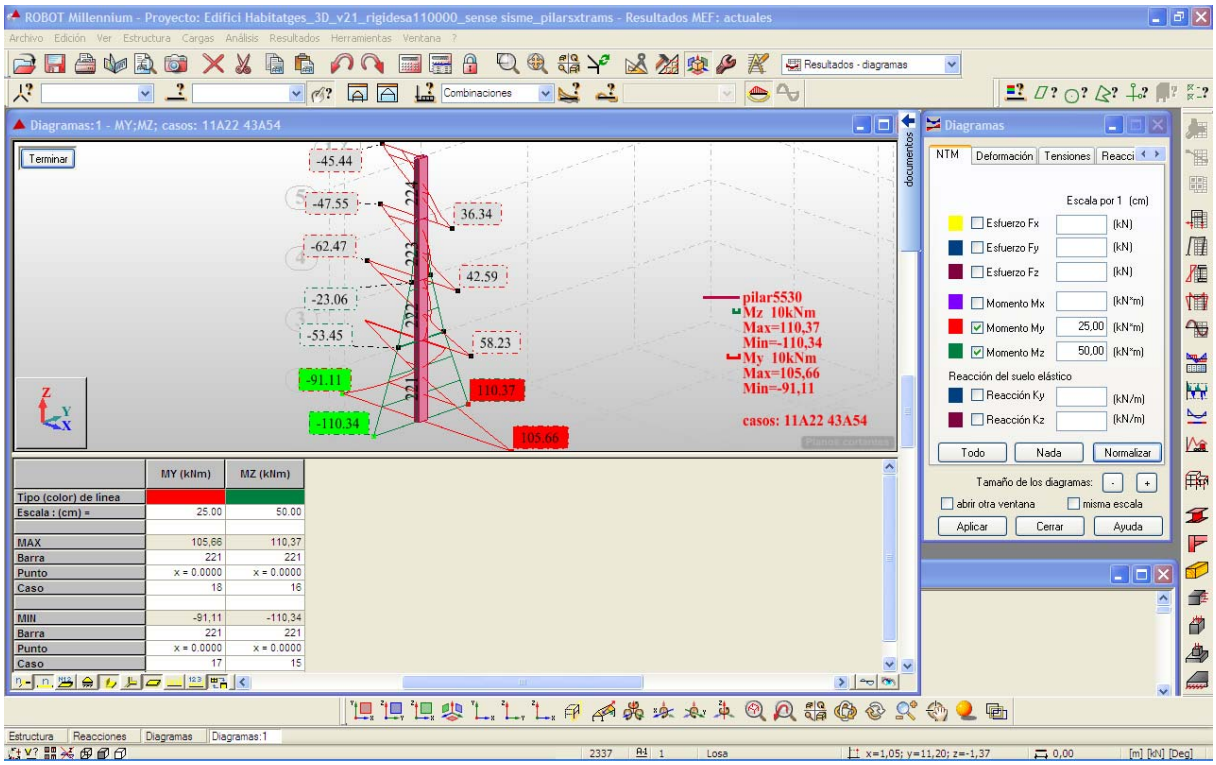


Figura 119- Diagrama de Moments abans de vinclament My, Mz locals del pilar lateral més desfavorable

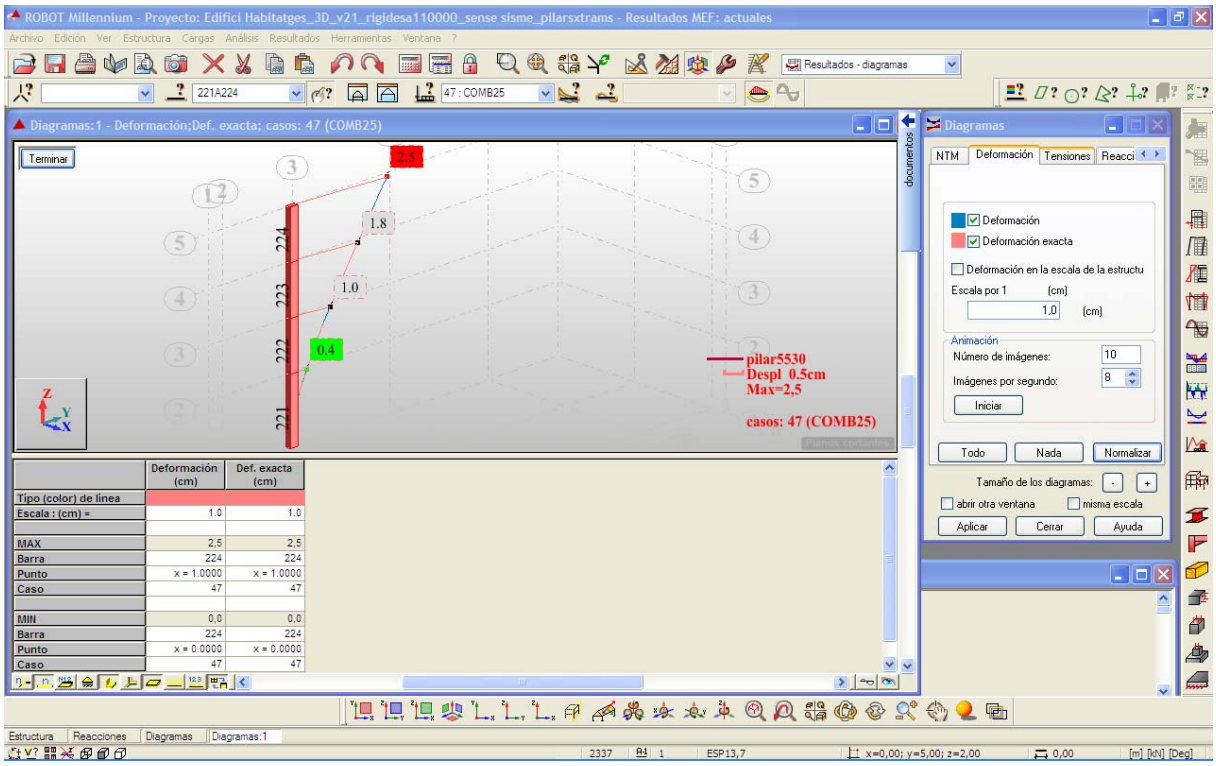


Figura 120- Deformació en direcció Y, en ELS

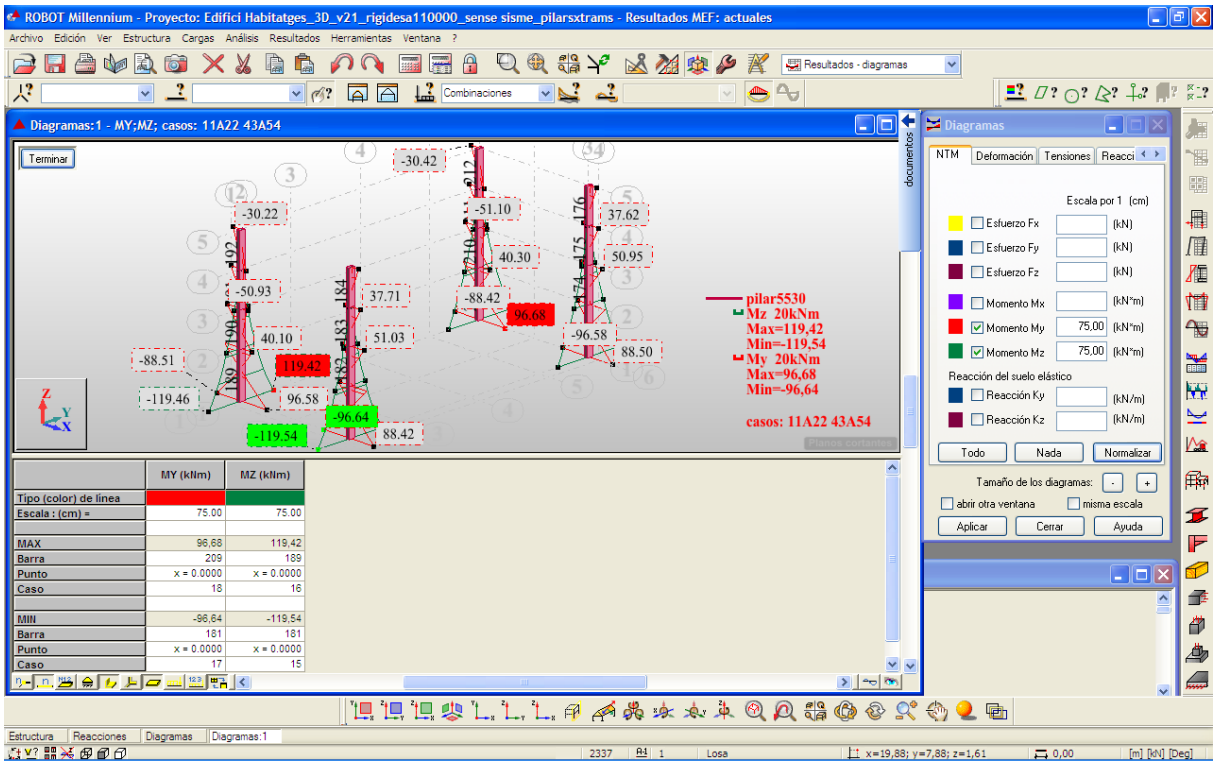


Figura 121- Diagrames de Moments abans de vinclament My, Mz locals Pilars tipus CANTONADA en ELU

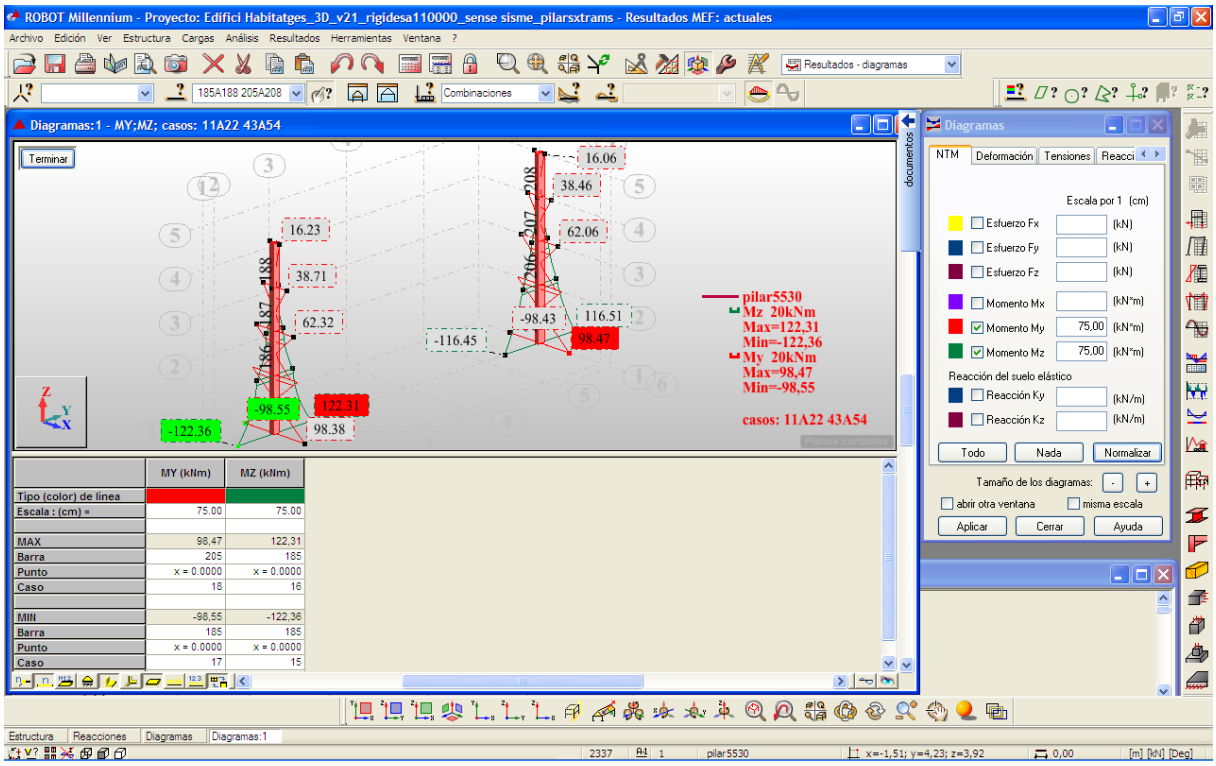


Figura 122- Diagrames de Moments abans de vinclament My, Mz locals Pilars tipus FRONTALS en ELU

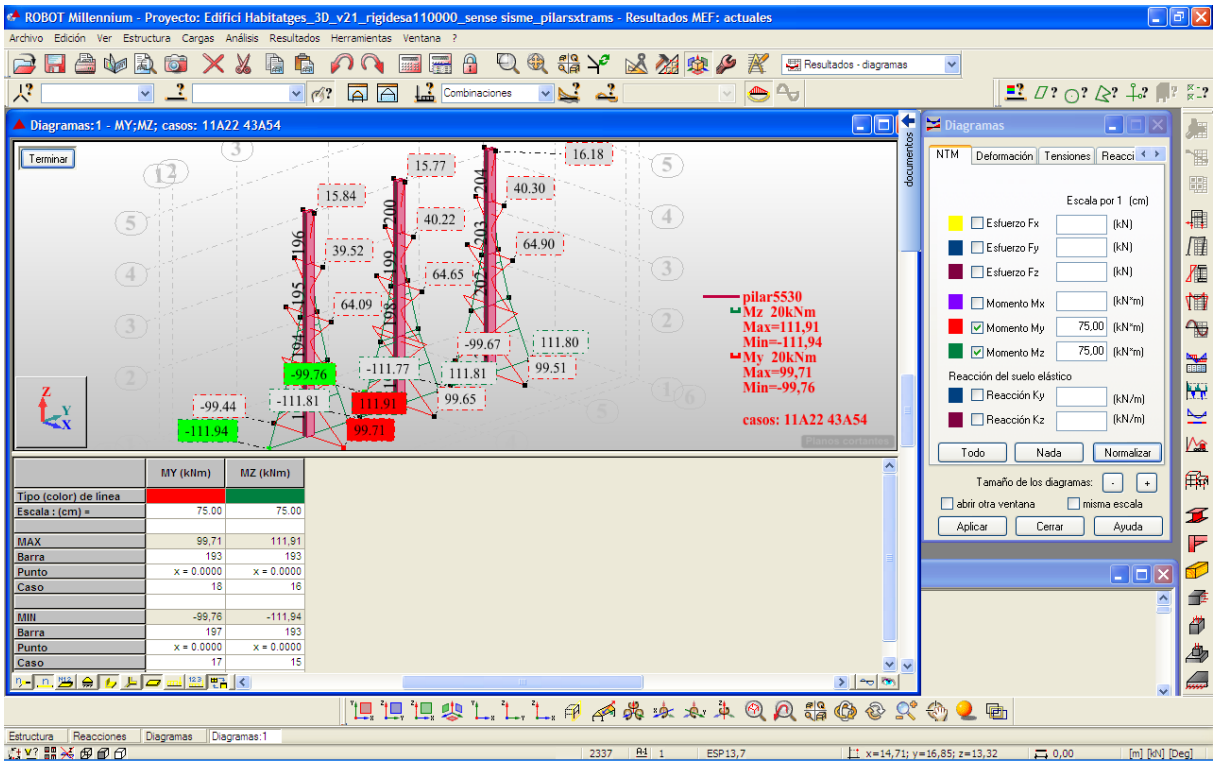


Figura 123- Diagrames de Moments abans de vinclament My, Mz locals Pilars tipus CENTRALS en ELU

JÀSSERES

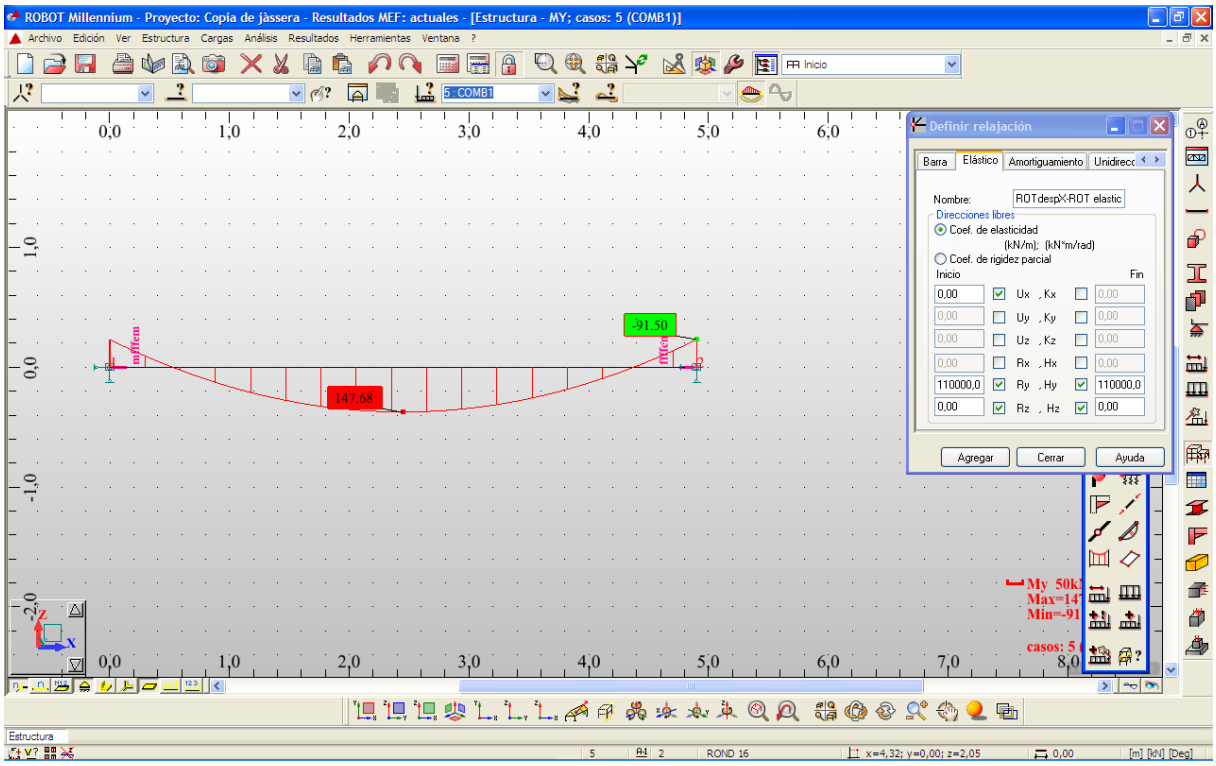


Figura 124- Diagrames de Moments My jàsseres Forjat en ELU

3.4.4 TRANSLACIONALITAT-INTRANSLACIONALITAT DE L'ESTRUCTURA DEL MODEL 3

La translacionalitat de la present estructura serà qüestionada d'acord amb *l'Eurocodi 2 parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación 4.3.5.3.3. Estructuras intranslacionales*

L'Eurocodi 2, EC2 part 1-1: Reglas generales y reglas para edificación apartat 4.3.5.3.3 defineix que si els moments flectors (especialment en els pilars) s'incrementen en menys d'un 10% a l'efectuar un anàlisi en segon ordre (per a totes les hipòtesis de càrrega) el pòrtic es pot considerar com intranslacional. Veure document 4, punt 4.5

En el model 3 es comparen els envolvents de Moments sense combinacions sísmiques, pilars composats per trams i en ELU, que es donen en el peu dels pilars, fent un anàlisi de primer i segon ordre. L'increment de moment, en l'anàlisi de segon ordre respecte del de primer ordre, que s'observa és de l'ordre del 1-18%. Aquests ΔM ens situa, segons el criteri de comparació de *L'EC 2 part 1-1*, en una estructura clarament TRANSLACIONAL. Aquesta classificació serà determinant per al càlcul del factor de vinclament dels pilars del present model 3.

Com a reflexió, s'observa que el present model 3 no presenta millores pel que fa a translacionalitat respecte del model 1 i 2. Es pot veure com els rangs de ΔM es mantenen pràcticament idèntics.

Nusos representatius lateral, cantonada, frontal, central	Moments màxims ELU	Anàlisi 1er ordre	Anàlisi 2on ordre	**ΔM**
13	Mx_d [kN·m]	110,30	130,17	18,01%
	My_d [kN·m]	108,39	112,15	3,47%
1	Mx_d [kN·m]	114,41	134,87	17,88%
	My_d [kN·m]	96,68	100,86	4,32%
25	Mx_d [kN·m]	122,36	142,37	16,35%
	My_d [kN·m]	98,55	102,95	4,46%
9	Mx_d [kN·m]	111,80	130,92	17,10%
	My_d [kN·m]	99,67	103,43	1,04%

Taula 19- S'adjunten a continuació valors de nusos representatius de cada tipologia de pilars

Veure en *ELS ANNEXOS A LA MEMÒRIA, L'ANNEX AN1 CÀLCUL ESTRUCTURAL MODEL 1, APARTAT 1.2 REACCIONS EN LA BASE DELS PILARS PER A LA VALORACIÓ DE LA TRANSLACIONALITAT-INTRANSLACIONALITAT DE L'ESTRUCTURA*, on hi figuren la resta de sol·licitacions en els nusos de base dels pilars prefabricats, no inclosos en la present Taula 19.

S'adjunta Figura 125 que facilita la situació dels nusos de la Taula 19

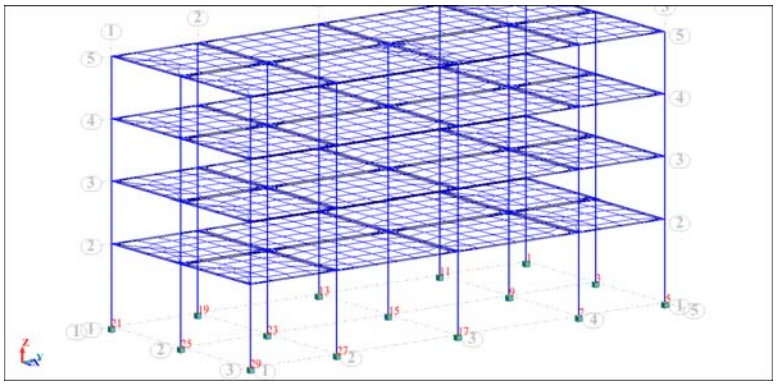


Figura 125- Nusos encastats, de base de pilars

3.4.5 JUSTIFICACIÓ I CÀLCUL DEL FACTOR DE VINCLAMENT α DEL MODEL 3

D'acord amb l'article 43. Estado Límite de Intranslacionalidad de la Instrcción de Hormigón Estructural EHE, el punt 43.1.2 Definiciones. Planteja l'alternativa als nomogrames mitjançant el càlcul del factor de vinclament α mitjançant la següent formulació:

- Per a pòrtics translacionals

$\alpha = \sqrt{[(7,5+4\cdot(\Psi_A+\Psi_B)+1,6\cdot\Psi_A\cdot\Psi_B)/(7,5+(\Psi_A+\Psi_B)]}$

Ψ Relació de rigideses ΣEI/L dels suports a ΣEI/L de les bigues, en cada extrem A i B del suport considerat. Com a valor d'I es prendrà la inèrcia bruta de la secció.

Característiques dels materials:

- Formigó: fck=45 MPa; fcd=30 MPa
- Acer: fyk=500 MPa; fyd=434,78 MPa; ε_y=fyd/Es=2,17·10^{-3}

Característiques dels elments del pòrtic:

- Pilars de 30x55 cm: I_{p30}=(1/12)·b·h^3=0,00124 m^4 (moment d'inèrcia); b=55, h=30cm dir. pòrtic
  i=$\sqrt{(I/Ac)}$=0,0867 m (radi de gir)
  $l_{p30,1}$=4 m (longitud); $l_{p30,2,3,4}$=3 m (longitud)
- Bigues de 40x60 cm: I_{b60}=(1/12)·b·h^3=0,0072 m^4 (moment d'inèrcia); b=40, h=60 cm.
  i=$\sqrt{(I/Ac)}$=0,173 m (radi de gir)
  l_{b60}=5,10 m (longitud)

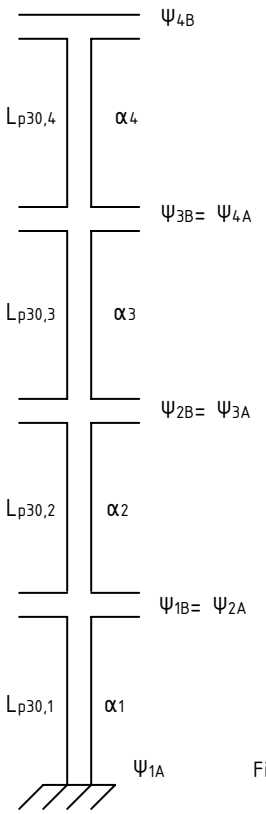


Figura 126-Esquema dels factors α de cada tram del pilar prefabricat

La longitud de vinclament $l_0=\alpha \cdot l$ s'obté a partir de la formulació per a pòrtics translacionals:

$$\alpha = \sqrt{[(7,5+4\cdot(\Psi_A+\Psi_B)+1,6\cdot\Psi_A\cdot\Psi_B)/(7,5+(\Psi_A+\Psi_B)]}$$

En aquest cas, per a pilars tipus frontal i central:

$\Psi_{1A}=0$ (extrem encastat)

$\Psi_{1B} = \Psi_{2A} = [(I_{p30}/l_{p30,1})+(I_{p30}/l_{p30,2})] / [2\cdot(I_{b60}/l_{b60})] = [(0,00124/4)+(0,00124/3)] / [2\cdot(0,0072/5,10)]=0,2562$

$\Psi_{2B} = \Psi_{3A} = \Psi_{3B}= \Psi_{4A} = [(I_{p30}/l_{p30,2})+(I_{p30}/l_{p30,3})] / [2\cdot(I_{b60}/l_{b60})] = 0,2928$

$\Psi_{4B} = [I_{p30}/l_{p30,4}] / [2\cdot(I_{b60}/l_{b60})] = 0,1464$

$\boldsymbol{\alpha_1 =} \sqrt{[(7,5+4\cdot(\Psi_{1A}+\Psi_{1B})+1,6\cdot\Psi_{1A}\cdot\Psi_{1B})/(7,5+(\Psi_{1A}+\Psi_{1B})]} = \sqrt{[(7,5+4\cdot(0+0,2562)+1,6\cdot 0\cdot 0,2562)/(7,5+(0+0,2562)]} =\mathbf{1,05}$

$\alpha_2 = \sqrt{[(7,5+4\cdot(\Psi_{2A}+\Psi_{2B})+1,6\cdot\Psi_{2A}\cdot\Psi_{2B})/(7,5+(\Psi_{2A}+\Psi_{2B})]} = 1,10$

$\boldsymbol{\alpha_3 =} \sqrt{[(7,5+4\cdot(\Psi_{3A}+\Psi_{3B})+1,6\cdot\Psi_{3A}\cdot\Psi_{3B})/(7,5+(\Psi_{3A}+\Psi_{3B})]} = \mathbf{1,11}$

$\alpha_4 = \sqrt{[(7,5+4\cdot(\Psi_{4A}+\Psi_{4B})+1,6\cdot\Psi_{4A}\cdot\Psi_{4B})/(7,5+(\Psi_{4A}+\Psi_{4B})]} = 1,08$

En aquest cas, per a pilars tipus lateral i cantonada:

$\Psi_{1A}=0$ (extrem encastat)

$\Psi_{1B} = \Psi_{2A} = [(I_{p30}/l_{p30,1})+(I_{p30}/l_{p30,2})] / [I_{b60}/l_{b60}] = 0,5124$

$\Psi_{2B} = \Psi_{3A} = \Psi_{3B}= \Psi_{4A} = [(I_{p30}/l_{p30,2})+(I_{p30}/l_{p30,3})] / [I_{b60}/l_{b60}] = 0,5856$

$\Psi_{4B} = [I_{p30}/l_{p30,4}] / [I_{b60}/l_{b60}] = 0,2928$

$\boldsymbol{\alpha_1 =} \sqrt{[(7,5+4\cdot(\Psi_{1A}+\Psi_{1B})+1,6\cdot\Psi_{1A}\cdot\Psi_{1B})/(7,5+(\Psi_{1A}+\Psi_{1B})]} = \mathbf{1,09}$

$\alpha_2 = \sqrt{[(7,5+4\cdot(\Psi_{2A}+\Psi_{2B})+1,6\cdot\Psi_{2A}\cdot\Psi_{2B})/(7,5+(\Psi_{2A}+\Psi_{2B})]} = 1,20$

$\boldsymbol{\alpha_3 =} \sqrt{[(7,5+4\cdot(\Psi_{3A}+\Psi_{3B})+1,6\cdot\Psi_{3A}\cdot\Psi_{3B})/(7,5+(\Psi_{3A}+\Psi_{3B})]} = \mathbf{1,21}$

$\alpha_4 = \sqrt{[(7,5+4\cdot(\Psi_{4A}+\Psi_{4B})+1,6\cdot\Psi_{4A}\cdot\Psi_{4B})/(7,5+(\Psi_{4A}+\Psi_{4B})]} = 1,16$

Aquest càlcul d'α correspon al factor de vinclament en la direcció del pòrtic, que es dóna en la direcció Z local quan s'apliquen Moments a l'entorn de l'eix Y local (My). Veure figura 132 adjunta

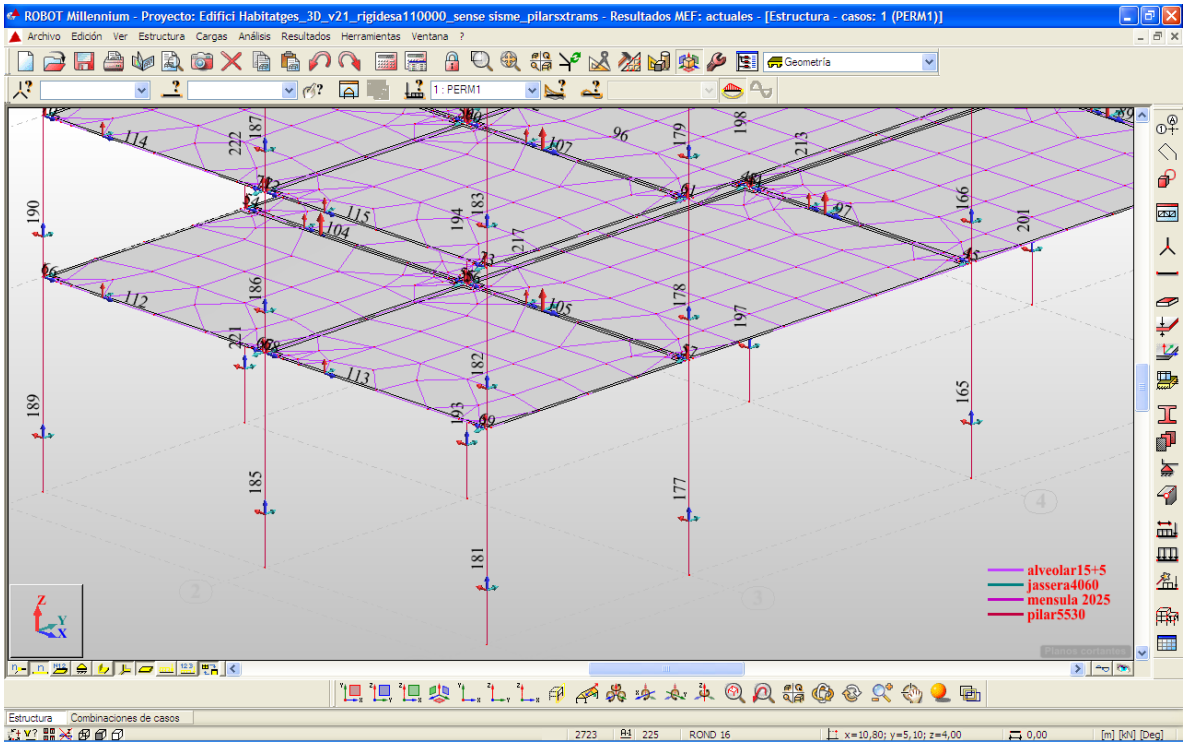


Figura 127- Visualització dels eixos locals del pilars

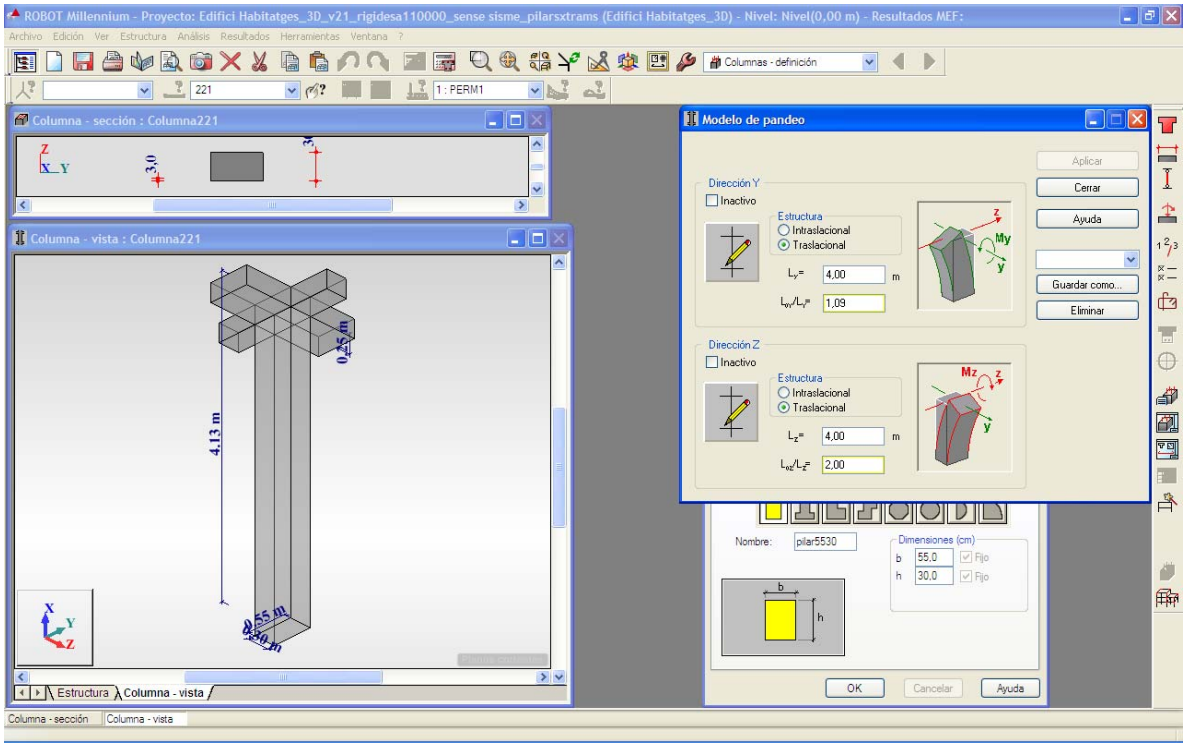


Figura 128- Aplicació del factor de vinclament α en les direccions Y i Z locals, en aquest cas d'un pilar lateral o de cantonada en el dimensionament del seu tram inferior.

S'observa que en la direcció Y local el valor α=2, aquest valor representa el cas més desfavorable que es pot donar en la citada direcció, corresponent a una rigidesa de nus=0. Prendre aquest valor és equivalent a no disposar cap tipus de connexió entre les plaques de forjat i el pilar.

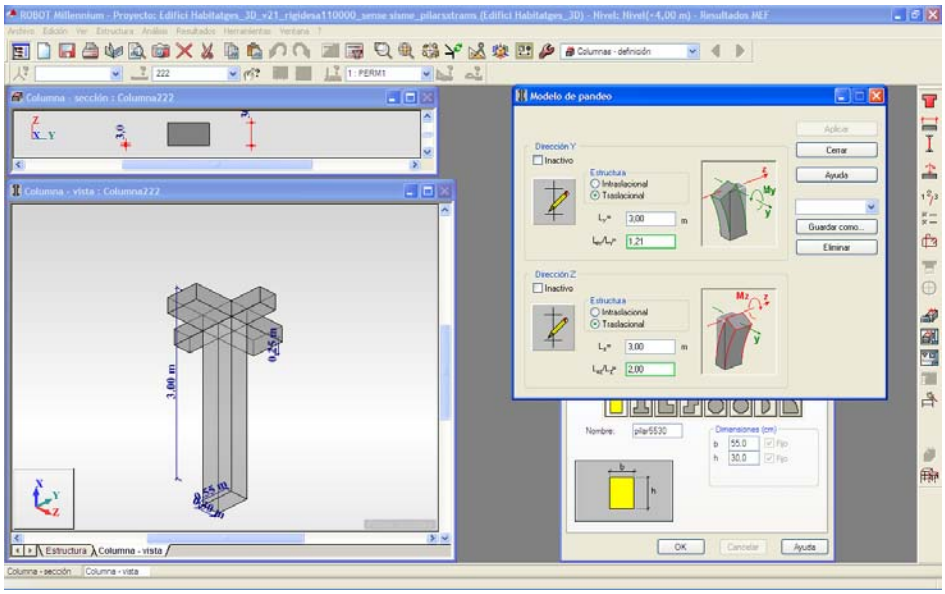


Figura 129- Aplicació del factor de vinclament α en les direccions Y i Z locals, en aquest cas d'un pilar lateral o de cantonada en el dimensionament de qualsevol dels seus trams superiors.

3.4.6 ANÀLISI DE RESULTATS DEL DIMENSIONAMENT DE PILARS I JÀSSERES MODEL 3

Tot seguit es presenten les taules resum que resulten del dimensionament de pilars i jàsseres realitzat i que es troba contingut en l'ANNEX C CÀLCUL ESTRUCTURAL MODEL 3, APARTATS C4 I C5 on hi figuren les notes de càlcul i detalls d'armadura de pilars i jàsseres respectivament.

PILARS

- Estructura Translacional; α≈1,35

UTS PILAR	TIPUS	DESCRIPCIÓ	m³ FORMIGÓ HA-45	kg FERRO B 500 S	ARMAT LONGITUDINAL	ARMAT TRANSVERSAL
6	LATERAL	Secció 60x45 cm L=13 m HA-45 1 mènsula bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	**3,46**	**620**	12Φ20+8Φ16	53Φ8 □ 106Φ8 ⌈
4	CANTONADA	Secció 40x40 cm L=13 m HA-45 1 mènsula bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	**2,050**	**396**	4Φ32+4Φ12	71Φ8 □
2	FRONTAL	Secció 50x40 cm L=13 m HA-45 2 mènsules bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	**2,560**	**690**	12Φ25+2Φ12	71Φ8 □ 71Φ8 ⌈
3	CENTRAL	Secció 65x50 cm L=13 m HA-45 2 mènsules bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	**4,16**	**1050**	12Φ32	43Φ8 □ 86Φ8 ⌈

Taula 20- Resum de quanties de materials per a pilars calculats amb α≈1,35

- Estructura Translacional; α≈1,35 SENSE COMBINACIONS SÍSMIQUES

UTS PILAR	TIPUS	DESCRIPCIÓ	m³ FORMIGÓ HA-45	kg FERRO B 500 S	ARMAT LONGITUDINAL	ARMAT TRANSVERSAL
6	LATERAL	Secció 60x45 cm L=13 m HA-45 1 mènsula bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	**3,46**	**484**	12Φ20+4Φ12	71Φ6 □ 142Φ6 ⌈
4	CANTONADA	Secció 40x40 cm L=13 m HA-45 1 mènsula bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	**2,050**	**357**	4Φ32	43Φ8 □
2	FRONTAL	Secció 50x40 cm L=13 m HA-45 2 mènsules bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm	**2,560**	**690**	12Φ25+2Φ12	71Φ8 □ 71Φ8 ⌈

		d'x kN de servei				
3	CENTRAL	Secció 65x50 cm L=13 m HA-45 2 mènsules bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	**4,16**	**871**	8Φ32+6Φ16	53Φ8 □ 159Φ8 ⌈

46,56 (=) 8325 (-19%) respecte Model 1

Taula 21- Resum de quanties de materials per a pilars calculats amb α≈1,35 i sense combinacions sísmiques

- Estructura Translacional; α≈1,05-1,21 VARIABLE, SENSE COMBINACIONS SÍSMIQUES I PILARS PER TRAMS

UTS PILAR	TIPUS	DESCRIPCIÓ	m³ FORMIGÓ HA-45	kg FERRO B 500 S	ARMAT LONGITUDINAL	ARMAT TRANSVERSAL
6	LATERAL	Secció 55x30 cm L=13 m HA-45 1 mènsula bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	**2,145**	**173**	12Φ12	77Φ6 □ 154Φ6 ⌈
4	CANTONADA	Secció 55x30 cm L=13 m HA-45 1 mènsula bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	**2,145**	**173**	12Φ12	77Φ6 □ 154Φ6 ⌈
2	FRONTAL	Secció 55x30 cm L=13 m HA-45 2 mènsules bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	**2,145**	**145**	10Φ12	77Φ6 □ 77Φ6 ⌈
3	CENTRAL	Secció 55x30 cm L=13 m HA-45 2 mènsules bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	**2,145**	**173**	12Φ12	77Φ6 □ 154Φ6 ⌈

32,18 **(-31%)** 2539 **(-75%)**

Taula 22- Resum quanties de materials per a pilars calculats amb α≈1,35, sense combinacions sísmiques i pilars per trams

JÀSSERES

UTS JÀSSERA	TIPUS	DESCRIPCIÓ	m³ FORMIGÓ HA-45	kg FERRO B 500 S	ARMAT LONGITUDINAL	ARMAT TRANSVERSAL
40	FORJAT+COBERTA	Secció prefabricada 40x40 cm L=5,30 m Situada en nivells 400, 700, 1000 i 1300 cm	**0,816**	**93,30**	T: 4Φ16 C: 4Φ16	26Φ6 □ 52Φ6 ⌈

32,64 (=) 3732 (-23%)

Taula 23- Resum de quanties de materials per a jàsseres

PLAQUES ALVEOLARS

- 88 uts de plaques alveolars pretensades, de 110 cm d'amplària i 520 cm de longitud de formigó HP-45 i tipus 15-2+5, situades en els nivells 400, 700, 1000 i 1300 cm.
- 88 uts de plaques alveolars pretensades, de 110 cm d'amplària i 700 cm de longitud, de formigó HP-45 i tipus 15-8+5, situades en els nivells 400, 700, 1000 i 1300 cm.

4 VINCLAMENT DE PILARS

4.1 INTRODUCCIÓ AL VINCLAMENT

Si un pilar és molt esbelt, pot succeir que la seva capacitat resistent es vegi disminuïda per les deformacions transversals degudes a les sol·licitacions actuants, o a les excentricitats o manques de verticalitat accidentals.

4.2 LONGITUD DE VINCLAMENT

Entesa com la distància entre punts d'inflexió de la deformada.

En pilars d'entramats **intranslacionals**, situació indicada en la Figura 130, la longitud de vinclament $l_0=\alpha \cdot l$, té valors variables entre 0,5 i 1

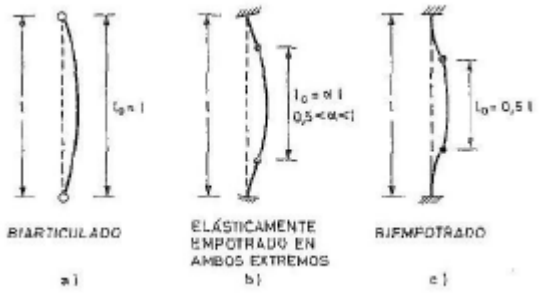


Figura 130- Longitud de vinclament per a pilars d'entramats intranslacionals. CALAVERA, J. Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón (tomo II). Intemac, S.A. 1984.

Si el pilar és **translacional**, situació indicada en la Figura 131, els valors d'α són sempre superiors a la unitat

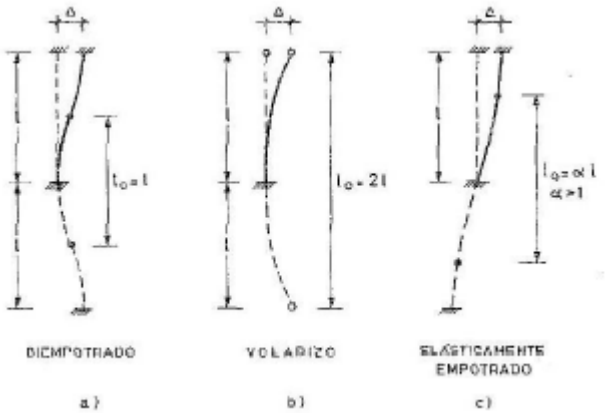


Figura 131- Longitud de vinclament per a pilars d'entramats translacionals. CALAVERA, J. Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón (tomo II). Intemac, S.A. 1984.

En definitiva, la longitud de vinclament $l_0=\alpha \cdot l$ depèn del grau de coacció que els nusos exerceixen sobre la translacionalitat i gir de cada extrem.

Els dos mètodes de càlcul de pilars a vinclament que més endavant s'exposarà, *el de la Instrucció EHE i el de la Norma Nord-americana ACI 318-95*, determinen el valor d'α mitjançant àbacs d'alineació de *JACKSON I MORELAND*. Aquests àbacs van ser elaborats per al cas de l'estructura metàl·lica i posteriorment adoptats per l'ACI, norma de la que l'ha adoptat la Intrucció EHE. Els citas àbacs es recullen en les Figura 132 per a entramats intranslacionals i la Figura 133 per als translacionals

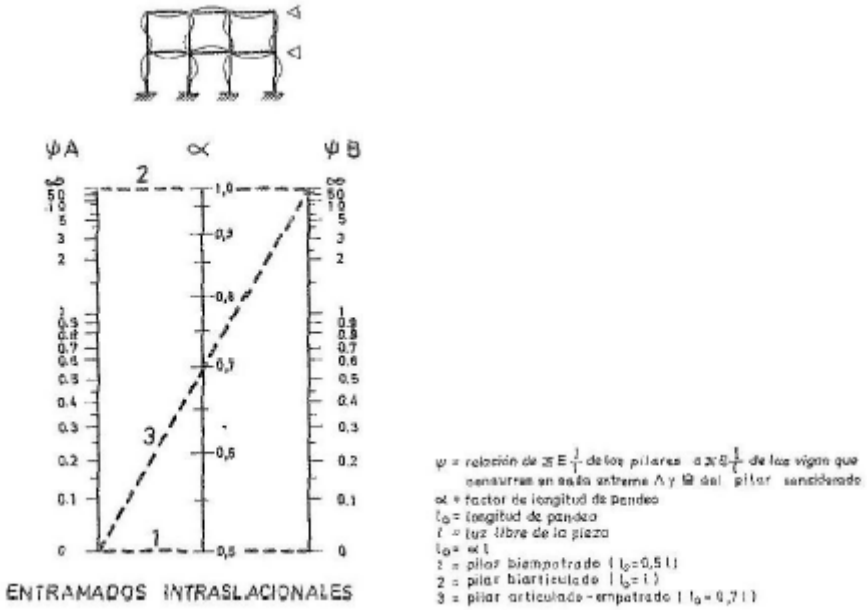


Figura 132- Entramats intranslacionals. CALAVERA, J. Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón (tomo II). Intemac, S.A. 1984.

Ψ = relació de $\Sigma \cdot E \cdot I/l$ dels pilars a $\Sigma \cdot E \cdot I/l$ de les bigues que concorren en cada extrem d'A i B del pilar considerat

$l_0=\alpha \cdot l$

α = factor de longitud de vinclament

l_0 = longitud de viclament

l = llum lliure de la peça

1 = pilar biencastat ($l_0=0{,}5 \cdot l$)

2 = pilar biarticulat ($l_0=l$)

3 = pilar articulat-encastat ($l_0=0{,}7 \cdot l$)

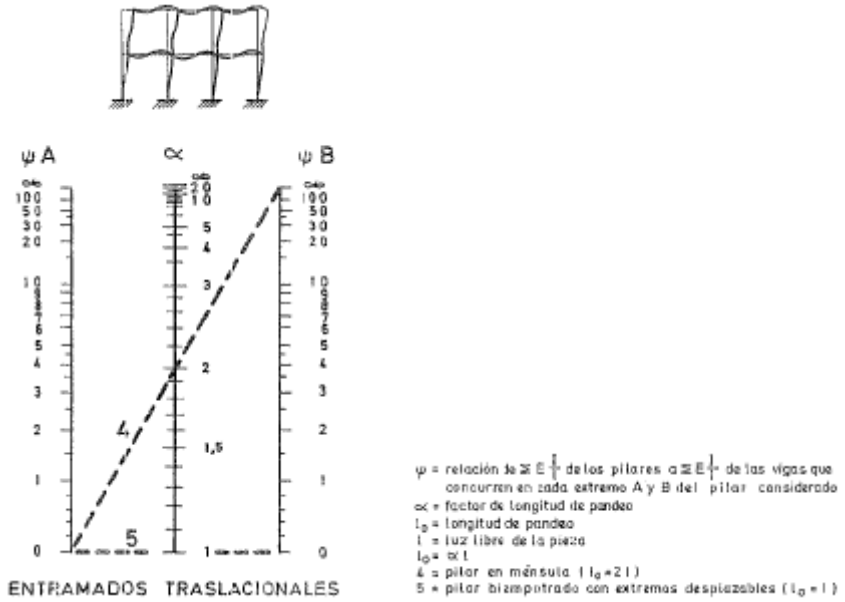


Figura 133- Entramats translacionals. CALAVERA, J. Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón (tomo II). Intemac, S.A. 1984.

Ψ = relació de Σ·E·I/l dels pilars a Σ·E·I/l de les bigues que concorren en cad extrem d'A i B del pilar considerat

α = factor de longitud de vinclament

l_0 = longitud de viclament

l = llum lliure de la peça

$l_0=\alpha \cdot l$

4 = pilar en mènsula ($l_0=2 \cdot l$)

5 = pilar biencastat amb extrems desplaç. ($l_0=0,7 \cdot l$)

En relació a la interpretació dels àbacs de les Figures 137 i 138, són necessàries algunes puntualitzacions:

- La suma de rigideses E·I/l de bigues, o en general dels elements que amb la seva rigidesa a flexió exerceixi coacció al gir en cada extrem de pilar, ha de considerar-se en el pla que s'estudia el vinclament i per a totes les peces (bigues o pilars) que concorrin en el nus.
- L'EHE indica que es prengui com a valor d'I el de la inèrcia bruta I_b, y presenta en aquest punt una diferència considerable amb l'ACI 318-95 que no diu res en l'articulat, però en els comentaris indica els valors següents:
    - Mòduls d'elasticitat Ec. El valor instantani E'_{ci}
    - Moments d'inèrcia
        - Bigues $0,35 \cdot I_b$
        - Pilars $0,70 \cdot I_b$
        - Murs no fissurats $0,70 \cdot I_b$
        - Murs fissurats $0,35 \cdot I_b$
        - Plaques i lloses $0,25 \cdot I_b$
    - Àrees de les peces Ac

4.3 RADI DE GIR

En els mètodes exposats, s'utilitza el radi de gir

$i = \sqrt{(I/Ac)}$

on I és el moment d'Inèrcia i Ac l'Àrea de la secció bruta

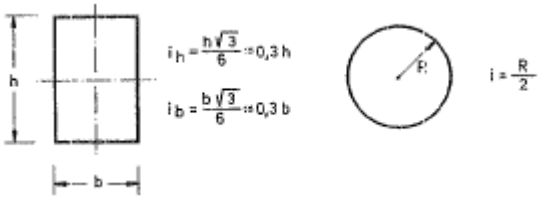


Figura 134- Valors de radi de gir (i) per a pilars de secció rectangular i circular. CALAVERA, J. Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón (tomo II). Intemac, S.A. 1984.

4.4 ESBELTESA

Es defineix com esbeltesa d'un pilar el valor

$\lambda = l_0/i$

on $l_0 = \alpha \cdot l$ és la longitud de vinclament. El valor λ és l'esbeltesa mecànica. És freqüent l'ús del concepte d'esbeltesa geomètrica λ', essent

$\lambda' = l_0/h$

on h és la dimensió de la peça en la direcció en què s'estudia el vinclament. (Per a pilar de secció circular $h=2 \cdot R$)

Per a pilars de secció rectangular

$\lambda' = 0{,}29 \cdot \lambda$

Per a pilars de secció circular

$\lambda' = 0{,}25 \cdot \lambda$

4.5 TRANSLACIONALITAT I INTRANSLACIONALITAT DE L'ESTRUCTURA

Tal i com s'ha descrit en el primer punt la longitud de viclament i per tant l'esbeltesa de la peça, depenen molt estretament que l'estructura sigui translacional o intranslacional. Arribat aquest punt se'ns plantegen 3 procediments alternatius:

1. La Instrucció EHE, seguint al MODEL CODE CEB-FIP accepta que una estructura pot considerar-se com intranslacional si cumpleix la condició

   $h \cdot \sqrt{(N/\Sigma EI)} \leq 0{,}6$ si $n \geq 4$

   $h \cdot \sqrt{(N/\Sigma EI)} \leq 0{,}2+0{,}1 \cdot n$ si $n \geq 4$

   on:

   n Nombre de plantes de l'estructura

   h Altura total de l'estructura, des de la cara superior de fonaments

   N Suma de reaccions en fonaments, amb l'estructura totalment carregada en estat de servei

   ΣEI Suma de rigideses a flexió dels elements de contravent en la direcció considerada, prenent per al càlcul de la I la secció bruta.

   L'EHE empra l'expressió "elements de contravent". El MODEL CODE empra l'expressió "elements de rigidització", però adverteix que "la no translacionalitat" pot ser obtinguda per pantalles o elements de rigidització". Cap de les dues normes es defineix explícitament sobre si la rigidesa dels pilars pot ser tinguda en compte o no. En l'opinió de José Calavera en el llibre Proyecto de Estructuras de Hormigón volum II és que sí que es pot considerar, però el projectista ha d'adonar-se amb claredat que la rigidesa horitzontal ha de ser aconseguida adoptant les disposicions adequades en el moment de concebre l'esquema general de l'edifici i que els pilars per sí sols no són una bona solució en edificis esbelts, per molt que es pretengui afinar el seu càlcul.

2. La Norma Nordamericana ACI 318-95 defineix com intranslacional l'estructura si l'increment en els moments d'extremitat del pilar degut als efectes de segon ordre no excedeix en més del 5% als obtiguts en un càlcul de primer ordre.

   La definició és poc pràctica i la pròpia norma dóna un criteri més simple per establir la condició d'intranslacionalitat, que és:

   $[(\Sigma P_d) \cdot \Delta_0]/V_d \cdot l \leq 0{,}05$

   on:

ΣP_d és la suma dels esforços axials de càlcul en la planta comsiderada

V_d és la resultant d'esforços tallants en els pilars de la planta considerada

Δ_0 és el corriment horitzontal relatiu de la planta considerada, reultant del càlcul de primer ordre

3. *L'Eurocodi 2, EC2 part 1-1: Reglas generales y reglas para edificación apartat 4.3.5.3.3* defineix que si els moments flectors (especialment en els pilars) s'incrementen en menys d'un 10% a l'efectuar un anàlisi en segon ordre (per a totes les hipòtesis de càrrega) el pòrtic es pot considerar com intranslacional

Específicament la translacionalitat de la present estructura serà qüestionada d'acord amb *l'Eurocodi 2 parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación 4.3.5.3.3. Estructuras intranslacionales*. En tots els models analitzats (model 1, 2 i 3) l'estructura és clarament translacional.
Veure subapartats 3.2.4, 3.3.4 i 3.4.4.

5 RESUM DE L'ANÀLISI DE VIABILITAT ECONÒMICA

5.1 VALORACIÓ ESTRUCTURA MODEL 1

PILARS	29493 €
JÀSSERES	15109 €
PLAQUES ALVEOLARS	43001 €
TRANSPORT	5211 €
MUNTATGE	32571 €
TOTAL MATERIAL PILARS+JÀSSERES	44602 €
TOTAL MATERIAL PILARS+JÀSSERES+PLAQUES ALVEOLARS	87603€
TOTAL MATERIAL+TRANSPORT+MUNTATGE	125385 €

5.1 VALORACIÓ ESTRUCTURA MODEL 2

PILARS	27475 €	
JÀSSERES	15181 €	
PLAQUES ALVEOLARS	43001 €	
TRANSPORT	5211 €	
MUNTATGE	32571 €	
TOTAL MATERIAL PILARS+JÀSSERES	42656 €	(-4%)
TOTAL MATERIAL PILARS+JÀSSERES+PLAQUES ALVEOLARS	85657 €	(-2%)
TOTAL MATERIAL+TRANSPORT+MUNTATGE	123439 €	(-2%)

5.1 VALORACIÓ ESTRUCTURA MODEL 3

PILARS	12740 €	
JÀSSERES	13115 €	
PLAQUES ALVEOLARS	43001 €	
TRANSPORT	5211 €	
MUNTATGE	32571 €	
TOTAL MATERIAL PILARS+JÀSSERES	25855 €	(-42%)
TOTAL MATERIAL PILARS+JÀSSERES+PLAQUES ALVEOLARS	68856 €	(-21%)
TOTAL MATERIAL+TRANSPORT+MUNTATGE	106638 €	(-15%)

Els % indicats són percentatges d'estalvi respecte de la mateixa suma parcial del model 1 isostàtic. Destacar el valor obtingut del 42% d'estalvi ecnòmic, de l'import material de pilars+jàsseres del model 3 respecte del model 1. Vegi's documentació addicional en ANNEX E. ANÀLISI DE VIABILITAT ECONÒMICA

6 RESUM DEL PRESSUPOST

L'import per la realització del present estudi inclou estudis previs, presa/anàlisi de dades, modelització estructural, anàlisi de resultats, redacció, realització de plànols, prototips i proves. No inclou la realizació d'homologacions en el cas que aquestes fossin necessàries.

L'import puja a la quantitat de 17010 €, IVA exclòs
Disset mil deu euros

L'import puja a la quantitat de 19732 €, IVA inclòs
Dinou mil set-cents trenta-dos euros

Aquest pressupost té una validesa de 3 mesos, a comptar a partir de la data de la seva entrega.

SIGNAT:
CRISTINA LLORET I SERRA

SETEMBRE 2008

7 CONCLUSIONS

El present Projecte recull els estudis previs realitzats de diferents tipus de nusos prefabricats, del que en resulta un rang de rigideses en funció de la solució de nus adoptada, i que conclourà en un futur, en uns assajos en el laboratori, que validaran els resultats obtinguts teòricament. I servirà de punt de partida per a prendre la decisió sobre on encaminar els projectes d'edificis industrialitzats perquè la seva estructura sigui l'òptima i per tant en resultin edicifis segurs, econòmics i sostenibles.
Els presents estudis preliminars queden oberts als assajos posteriors que es realitzaran, perquè s'han realitzat una sèrie d'hipòtesis en el plantejament per elements finits, en el que s'ha buscat certa simplicitat, situant-nos en la simplificació en el costat de la seguretat.
Per tant el següent pas, seria realitzar uns assajos experimentals per a comprovar si aquestes hipòtesis preliminars es compleixen a la pràctica. Seria senzill instrumentar l'assaig de manera que es busqués quina és la força F que genera l'armadura passant del nus per a validar fins a quin punt coincideix o és similar amb la força F obtinguda en l'anàlisi teòric per elements finits. Lectura de la fletxa de la jàssera de l'assaig, comparable amb l'estudiada teòricament.

D'acord amb el que s'exposa detalladament en la Introducció de la present memòria, el projecte parteix d'una mateixa estructura prefabricada de formigó armat de planta rectangular composada per PB+3. L'anàlisi estructural es realitzarà de forma paral·lela i comparativa amb 3 models, la diferència dels quals rau en la rigidesa dels seus nusos. El model 1 planteja una estructura totalment isostàtica; el model 2 una estructura de baixa rigidesa, rigidesa aconseguida amb 2 perns de connexió entre la base de la jàssera i la mènsula del pilar. El model 3 resol una estructura d'elevada rigidesa, que connecta l'extrem superior de la jàssera amb 4 barres que passen a través de la secció del pilar i que donen continuïtat a la jàssera.

L'eina essencial que ha fet possible estudiar localment els nusos, ha estat l'anàlisi per elements finits. En el subapartat 3.3.2 ANÀLISI DE RIGIDESA DEL MODEL 2 es mostren els principis i la metodologia emprada, referida al model 2. Anàlogament el subapartat 3.4.2 ANÀLISI DE RIGIDESA DEL MODEL 3, ho aplica al model 3. L'anàlisi ha estat realitzat amb el mòdul d'elements finits del programa Robot Millennium, versió 21.0.
El present Projecte cerca demostrar amb els seus resultats, que els edifics prefabricats de formigó, per a poder construir-se de forma optimitzada, han de plantejar solucions de nusos rígids. En el subapartat 3.4.6 ANÀLISI DE RESULTATS DEL DIMENSIONAMENT DE PILARS I JÀSSERES DEL MODEL 3, resumeix el dimensionament de pilars i jàsseres adjunt en l' ANNEX C. CÀLCUL ESTRUCTURAL MODEL 3; i s'hi mostren resultats rellevants. El present model 3 representa uns estalvis referits al model 1, de l'ordre del 30% pel que fa a m^3 de formigó i del 75% pel que fa a quantia d'acer, en referència als pilars. Pel que fa a les jàsseres la seva reducció de quantia d'acer és del 25%. El present MODEL 3 presenta de forma paral·lela, una clara millora pel que fa al comportament de l'edifici enfront al sisme, aspecte no considerat en aquest projecte amb la finalitat de centrar els resultats de la comparativa realitzada.

Les millores del MODEL 2 respecte de l'1, són francament discretes. Veure subapartat 3.3.6 ANÀLISI DE RESULTATS DEL DIMENSIONAMENT DE PILARS I JÀSSERES DEL MODEL 2.

La buscada reducció en el consum de matèries primeres, va més enllà d'un mer estalvi econòmic. És essencial per a fer viable la construcció prefabricada en un futur no massà llunyà. L'escassetat de ciment, acer i altres matèries primeres, es fa ara més palesa que mai. L'import del barril de petroli i la seva escasset també n'és un factor determinant.

L'apartat 5 del present document presenta un RESUM DE L'ANÀLISI DE VIABILITAT ECONÒMICA comparatiu dels 3 models estructurals estudiats. Els % indicats són percentatges d'estalvi respecte de la mateixa suma parcial del model 1 isostàtic. Destacar el valor obtingut del 42% d'estalvi ecnòmic, de l'import material de pilars+jàsseres del model 3 respecte del model 1. Vegi's documentació addicional en ANNEX F. ANÀLISI DE VIABILITAT ECONÒMICA

El DOCUMENT PLÀNOLS grafia la solució dels nusos estudiats en cada model, aïllats de l'entorn i integrats en l'estructura per a facilitar-ne la seva comprensió, com a solució local i global.

SIGNAT:
CRISTINA LLORET I SERRA

SETEMBRE 2008

8 RELACIÓ DE DOCUMENTS

MEMÒRIA

ANNEXOS A LA MEMÒRIA

PLÀNOLS

9 BIBLIOGRAFIA

AENOR. Eurocódigo 2 Proyecto de Estructuras de Hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación. UNE-ENV 1992-1-1. 1993

CALAVERA, J. Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón (tomo II). Intemac, S.A. 1984.

Código Técnico de la Edificación. Leynfor. 2006.

COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. Instrucción de Hormigón Estructural EHE. Ministerio de Fomento. 1999.

COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. Normativa Sismoresistente NCSE-02. Ministerio de Fomento. 2002.

FERNÁNDEZ, E., VAZQUEZ, C.J. Dirección de la producción. Colección Empresa. Editorial Civitas. Madrid. 1994.

JIMÉNEZ, P., GARCÍA, A., MORÁN, F. Hormigón Armado. Editorial Gustavo Gili, SA. Barcelona. 2002.

MARÍ, AR., AGUADO, A., AGULLÓ, L., MARTÍNEZ, F., COBO, D. Hormigón armado y pretensado. Ejercicios. Edicions UPC. Barcelona. 1999.

MATEU, J. Tectónica 5 Prefabricado Hormigón (II). ATC Ediciones. 1997

NBE EA-95 Estructuras de Acero en Edificación. Ministerio de Fomento. 1996.

SIGNAT:
CRISTINA LLORET I SERRA

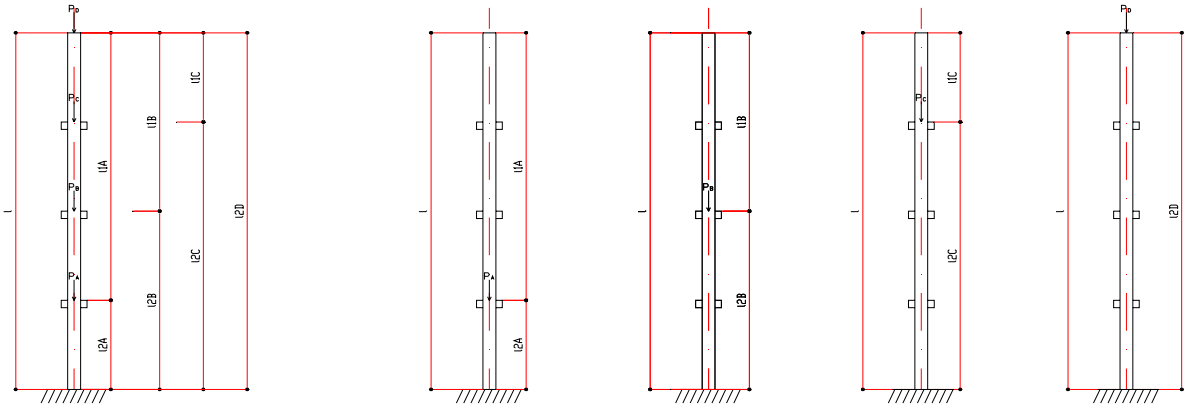
SETEMBRE 2008

ANNEXOS A LA MEMÒRIA

A CÀLCUL ESTRUCTURAL MODEL 1

A.1 CÀLCUL JUSTIFICATIU FACTOR β DE VICLAMENT DE CADASCUNA DE LES TIPOLOGIES DE PILARS

CÀLCUL FACTOR β SEGONS 3.2.4.6 ESTRUCTURAS DE ACERO EN EDIFICACIÓN EA-95



PILAR NÚMERO		
PILAR TIPUS	**LATERAL**	
	[kN]	
P0=Pbase pilar	24,00	
PA	170,87	
PB	170,87	
PC	170,87	
PD	136,22	
PA+PB+PC+PD	672,83	
	[m]	
l	13	
l20	0	
l10	13	
L10/l	1,0	
β0	0	lectura en taula 3.2.4.6
α0=P0/(PA+PB+PC+PD)	0,036	
	[m]	
l	13	
l2A	4	
l1A	9	
L1A/l	0,7	
βA	0,6	lectura en taula 3.2.4.6
αA=PA/(PA+PB+PC+PD)	0,254	
	[m]	
l	13	
L2B	7	
L1B	6	
L1B/l	0,5	
βB	1	lectura en taula 3.2.4.6
αB=PB/(PA+PB+PC+PD)	0,254	
	[m]	
l	13	
L2C	10	
L1C	3	
L1C/l	0,2	
βC	1,6	lectura en taula 3.2.4.6
αC=PC/(PA+PB+PC+PD)	0,254	
	[m]	
l	13	
L2D	13	
L1D	0	
L1D/l	0	
βD	2	lectura en taula 3.2.4.6
αD=PD/(PA+PB+PC+PD)	0,202	
$\beta=\sqrt{[(\alpha_A\cdot\beta_A^2)+(\alpha_B\cdot\beta_B^2)+(\alpha_C\cdot\beta_C^2)+(\alpha_D\cdot\beta_D^2)]}$	**1,34**	

En el caso de actuación de n cargas puntuales Pi el coeficiente de esbeltez β es:
donde:

$$\beta=\sqrt{\sum_{i=1}^{n}\alpha_i\beta_i^2}$$

donde:

$$\alpha_i=\frac{P_i}{\sum_{i=1}^{n}P_i}$$

β_i es el coeficiente correspondiente a P_i como si actuase aisladamente.

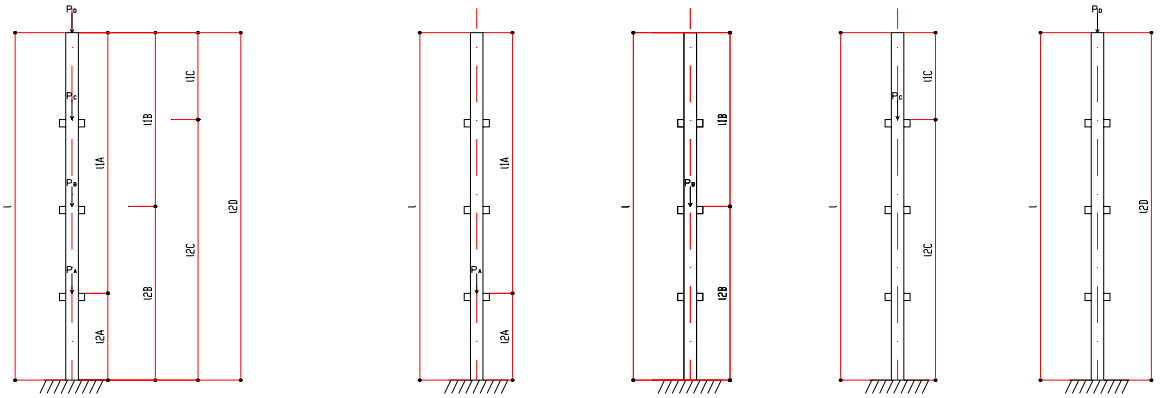
En la tabla 3.2.4.6 se recogen los valores de β^2 en función de la vinculación de la pieza y de la relación l_i/l que define la posición de cada una de las cargas puntuales.

El cálculo de la pieza se hará considerando el máximo esfuerzo normal ponderado que actúa sobre ella.

Tabla 3.2.4.6 Piezas con una carga puntual intermedia

l_i/l	Pieza biarticulada		Pieza libre y empotrada		Pieza empotrada y apoyada		Pieza biempotrada	
	β	β^2	β	β^2	β	β^2	β	β^2
0.0	1.000	1.000	2.000	4.000	0.699	0.4896	0.500	0.2500
0.1	0.898	0.806	1.800	3.240	0.605	0.3662	0.494	0.2446
0.2	0.805	0.649	1.600	2.560	0.533	0.2850	0.471	0.2219
0.3	0.741	0.549	1.400	1.960	0.481	0.2319	0.430	0.1851
0.4	0.711	0.506	1.200	1.440	0.458	0.2101	0.387	0.1502
0.5	0.707	0.500	1.000	1.000	0.456	0.2085	0.364	0.1326
0.6	0.703	0.494	0.800	0.640	0.440	0.1942	0.362	0.1311
0.7	0.671	0.451	0.600	0.360	0.392	0.1543	0.340	0.1159
0.8	0.592	0.351	0.400	0.160	0.306	0.0938	0.279	0.0781
0.9	0.440	0.194	0.200	0.040	0.173	0.0310	0.168	0.0285
1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.000	0.0000

CÀLCUL FACTOR β SEGONS 3.2.4.6 ESTRUCTURAS DE ACERO EN EDIFICACIÓN EA-95



PILAR NÚMERO		
PILAR TIPUS	**CANTONADA**	
	[kN]	
$P_0=P_{base\ pilar}$	16,00	
P_A	73,67	
P_B	73,67	
P_C	73,67	
P_D	61,29	
$P_A+P_B+P_C+P_D$	298,30	
	[m]	
l	13	
l_{20}	0	
l_{10}	13	
L_{10}/l	1,0	
β_0	0	lectura en taula 3.2.4.6
$\alpha_0=P_0/(P_A+P_B+P_C+P_D)$	0,054	
	[m]	
l	13	
l_{2A}	4	
l_{1A}	9	
L_{1A}/l	0,7	
β_A	0,6	lectura en taula 3.2.4.6
$\alpha_A=P_A/(P_A+P_B+P_C+P_D)$	0,247	
	[m]	
l	13	
L_{2B}	7	
L_{1B}	6	
L_{1B}/l	0,5	
β_B	1	lectura en taula 3.2.4.6
$\alpha_B=P_B/(P_A+P_B+P_C+P_D)$	0,247	
	[m]	
l	13	
L_{2C}	10	
L_{1C}	3	
L_{1C}/l	0,2	
β_C	1,6	lectura en taula 3.2.4.6
$\alpha_C=P_C/(P_A+P_B+P_C+P_D)$	0,247	
	[m]	
l	13	
L_{2D}	13	
L_{1D}	0	
L_{1D}/l	0	
β_D	2	lectura en taula 3.2.4.6
$\alpha_D=P_D/(P_A+P_B+P_C+P_D)$	0,205	
$\beta=\sqrt{[(\alpha_A\cdot\beta_A^2)+(\alpha_B\cdot\beta_B^2)+(\alpha_C\cdot\beta_C^2)+(\alpha_D\cdot\beta_D^2)]}$	**1,34**	

En el caso de actuación de n cargas puntuales Pi el coeficiente de esbeltez β es:
donde:

$$\beta=\sqrt{\sum_{i=1}^{n}\alpha_i\beta_i^2}$$

donde:

$$\alpha_i=\frac{P_i}{\sum_{i=1}^{n}P_i}$$

β_i es el coeficiente correspondiente a P_i como si actuase aisladamente.

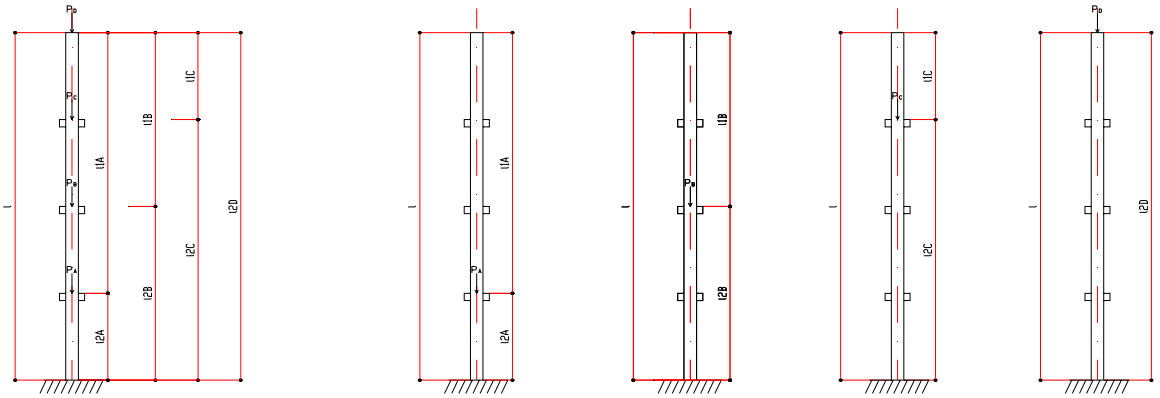
En la tabla 3.2.4.6 se recogen los valores de β^2 en función de la vinculación de la pieza y de la relación l_i/l que define la posición de cada una de las cargas puntuales.

El cálculo de la pieza se hará considerando el máximo esfuerzo normal ponderado que actúa sobre ella.

Tabla 3.2.4.6 Piezas con una carga puntual intermedia

l_i/l	Pieza biarticulada		Pieza libre y empotrada		Pieza empotrada y apoyada		Pieza biempotrada	
	β	β^2	β	β^2	β	β^2	β	β^2
0.0	1.000	1.000	2.000	4.000	0.699	0.4896	0.500	0.2500
0.1	0.898	0.806	1.800	3.240	0.605	0.3662	0.494	0.2446
0.2	0.805	0.649	1.600	2.560	0.533	0.2850	0.471	0.2219
0.3	0.741	0.549	1.400	1.960	0.481	0.2319	0.430	0.1851
0.4	0.711	0.506	1.200	1.440	0.458	0.2101	0.387	0.1502
0.5	0.707	0.500	1.000	1.000	0.456	0.2085	0.364	0.1326
0.6	0.703	0.494	0.800	0.640	0.440	0.1942	0.362	0.1311
0.7	0.671	0.451	0.600	0.360	0.392	0.1543	0.340	0.1159
0.8	0.592	0.351	0.400	0.160	0.306	0.0938	0.279	0.0781
0.9	0.440	0.194	0.200	0.040	0.173	0.0310	0.168	0.0285
1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.000	0.0000

CÀLCUL FACTOR β SEGONS 3.2.4.6 ESTRUCTURAS DE ACERO EN EDIFICACIÓN EA-95



PILAR NÚMERO		
PILAR TIPUS	**FRONTAL**	
	[kN]	
$P_0=P_{base\ pilar}$	20,00	
P_A	138,34	
P_B	138,34	
P_C	138,34	
P_D	113,59	
$P_A+P_B+P_C+P_D$	548,61	
	[m]	
l	13	
l_{20}	0	
l_{10}	13	
L_{10}/l	1,0	
β_0	0	lectura en taula 3.2.4.6
$\alpha_0=P_0/(P_A+P_B+P_C+P_D)$	0,036	
	[m]	
l	13	
l_{2A}	4	
l_{1A}	9	
L_{1A}/l	0,7	
β_A	0,6	lectura en taula 3.2.4.6
$\alpha_A=P_A/(P_A+P_B+P_C+P_D)$	0,252	
	[m]	
l	13	
L_{2B}	7	
L_{1B}	6	
L_{1B}/l	0,5	
β_B	1	lectura en taula 3.2.4.6
$\alpha_B=P_B/(P_A+P_B+P_C+P_D)$	0,252	
	[m]	
l	13	
L_{2C}	10	
L_{1C}	3	
L_{1C}/l	0,2	
β_C	1,6	lectura en taula 3.2.4.6
$\alpha_C=P_C/(P_A+P_B+P_C+P_D)$	0,252	
	[m]	
l	13	
L_{2D}	13	
L_{1D}	0	
L_{1D}/l	0	
β_D	2	lectura en taula 3.2.4.6
$\alpha_D=P_D/(P_A+P_B+P_C+P_D)$	0,207	
$\beta=\sqrt{[(\alpha_A\cdot\beta_A^2)+(\alpha_B\cdot\beta_B^2)+(\alpha_C\cdot\beta_C^2)+(\alpha_D\cdot\beta_D^2)]}$	**1,35**	

En el caso de actuación de n cargas puntuales Pi el coeficiente de esbeltez β es:
donde:

$$\beta=\sqrt{\sum_{i=1}^{n}\alpha_i\beta_i^2}$$

donde:

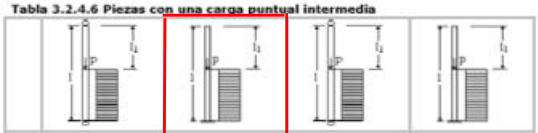
$$\alpha_i=\frac{P_i}{\sum_{i=1}^{n}P_i}$$

β_i es el coeficiente correspondiente a P_i como si actuase aisladamente.

En la tabla 3.2.4.6 se recogen los valores de β^2 en función de la vinculación de la pieza y de la relación l_i/l que define la posición de cada una de las cargas puntuales.

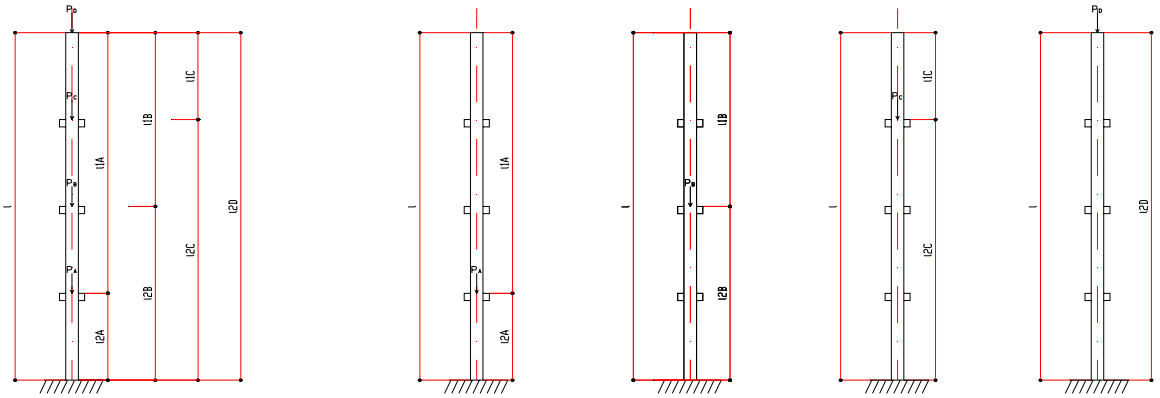
El cálculo de la pieza se hará considerando el máximo esfuerzo normal ponderado que actúa sobre ella.

Tabla 3.2.4.6 Piezas con una carga puntual intermedia



l_i/l	Pieza biarticulada		Pieza libre y empotrada		Pieza empotrada y apoyada		Pieza biempotrada	
	β	β^2	β	β^2	β	β^2	β	β^2
0.0	1.000	1.000	2.000	4.000	0.699	0.4896	0.500	0.2500
0.1	0.898	0.806	1.800	3.240	0.605	0.3662	0.494	0.2446
0.2	0.805	0.649	1.600	2.560	0.533	0.2850	0.471	0.2219
0.3	0.741	0.549	1.400	1.960	0.481	0.2319	0.430	0.1851
0.4	0.711	0.506	1.200	1.440	0.458	0.2101	0.387	0.1502
0.5	0.707	0.500	1.000	1.000	0.456	0.2085	0.364	0.1326
0.6	0.703	0.494	0.800	0.640	0.440	0.1942	0.362	0.1311
0.7	0.671	0.451	0.600	0.360	0.392	0.1543	0.340	0.1159
0.8	0.592	0.351	0.400	0.160	0.306	0.0938	0.279	0.0781
0.9	0.440	0.194	0.200	0.040	0.173	0.0310	0.168	0.0285
1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.000	0.0000

CÀLCUL FACTOR β SEGONS 3.2.4.6 ESTRUCTURAS DE ACERO EN EDIFICACIÓN EA-95



PILAR NÚMERO		
PILAR TIPUS	**CENTRAL**	
	[kN]	
$P_0=P_{base\ pilar}$	24,00	
P_A	323,75	
P_B	323,75	
P_C	323,75	
P_D	254,44	
$P_A+P_B+P_C+P_D$	1249,69	
	[m]	
l	13	
l_{20}	0	
l_{10}	13	
L_{10}/l	1,0	
β_0	0	lectura en taula 3.2.4.6
$\alpha_0=P_0/(P_A+P_B+P_C+P_D)$	0,019	
	[m]	
l	13	
l_{2A}	4	
l_{1A}	9	
L_{1A}/l	0,7	
β_A	0,6	lectura en taula 3.2.4.6
$\alpha_A=P_A/(P_A+P_B+P_C+P_D)$	0,259	
	[m]	
l	13	
L_{2B}	7	
L_{1B}	6	
L_{1B}/l	0,5	
β_B	1	lectura en taula 3.2.4.6
$\alpha_B=P_B/(P_A+P_B+P_C+P_D)$	0,259	
	[m]	
l	13	
L_{2C}	10	
L_{1C}	3	
L_{1C}/l	0,2	
β_C	1,6	lectura en taula 3.2.4.6
$\alpha_C=P_C/(P_A+P_B+P_C+P_D)$	0,259	
	[m]	
l	13	
L_{2D}	13	
L_{1D}	0	
L_{1D}/l	0	
β_D	2	lectura en taula 3.2.4.6
$\alpha_D=P_D/(P_A+P_B+P_C+P_D)$	0,204	
$\beta=\sqrt{[(\alpha_A\cdot\beta_A^2)+(\alpha_B\cdot\beta_B^2)+(\alpha_C\cdot\beta_C^2)+(\alpha_D\cdot\beta_D^2)]}$	**1,35**	

En el caso de actuación de n cargas puntuales Pi el coeficiente de esbeltez β es:
donde:

$$\beta=\sqrt{\sum_{i=1}^{n}\alpha_i\beta_i^2}$$

donde:

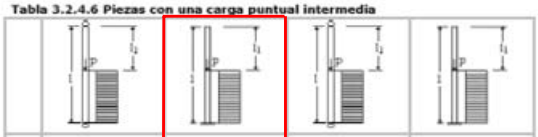
$$\alpha_i=\frac{P_i}{\sum_{i=1}^{n}P_i}$$

β_i es el coeficiente correspondiente a P_i como si actuase aisladamente.

En la tabla 3.2.4.6 se recogen los valores de β^2 en función de la vinculación de la pieza y de la relación l_i/l que define la posición de cada una de las cargas puntuales.

El cálculo de la pieza se hará considerando el máximo esfuerzo normal ponderado que actúa sobre ella.

Tabla 3.2.4.6 Piezas con una carga puntual intermedia



l_i/l	Pieza biarticulada		Pieza libre y empotrada		Pieza empotrada y apoyada		Pieza biempotrada	
	β	β^2	β	β^2	β	β^2	β	β^2
0.0	1.000	1.000	2.000	4.000	0.699	0.4896	0.500	0.2500
0.1	0.898	0.806	1.800	3.240	0.605	0.3662	0.494	0.2446
0.2	0.805	0.649	1.600	2.560	0.533	0.2850	0.471	0.2219
0.3	0.741	0.549	1.400	1.960	0.481	0.2319	0.430	0.1851
0.4	0.711	0.506	1.200	1.440	0.458	0.2101	0.387	0.1502
0.5	0.707	0.500	1.000	1.000	0.456	0.2085	0.364	0.1326
0.6	0.703	0.494	0.800	0.640	0.440	0.1942	0.362	0.1311
0.7	0.671	0.451	0.600	0.360	0.392	0.1543	0.340	0.1159
0.8	0.592	0.351	0.400	0.160	0.306	0.0938	0.279	0.0781
0.9	0.440	0.194	0.200	0.040	0.173	0.0310	0.168	0.0285
1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.000	0.0000

A.2 REACCIONS EN LA BASE DELS PILARS PER A LA VALORACIÓ DE LA TRANSLACIONALITAT-INTRANSLACIONALITAT DE L'ESTRUCTURA

- REACCIONS DE PRIMER ORDRE

Nudo	Caso	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
1	18 (C)	18,64>>	0,07	362,29	-0,28	74,7	0
1	17 (C)	-16,08<<	-0,03	333,69	-0,03	-69,2	-0,02
1	16 (C)	2,12	15,58>>	347,99	-65	3,36	-5,09
1	15 (C)	2,1	-11,09<<	347,99	60,69	3,33	1,61
1	14 (C)	12,19	0,05	376,83>>	-0,25	46,42	-0,01
1	17 (C)	-16,08	-0,03	333,69<<	-0,03	-69,2	-0,02
1	15 (C)	2,1	-11,09	347,99	60,69>>	3,33	1,61
1	16 (C)	2,12	15,58	347,99	-65,00<<	3,36	-5,09
1	18 (C)	18,64	0,07	362,29	-0,28	74,70>>	0
1	17 (C)	-16,08	-0,03	333,69	-0,03	-69,20<<	-0,02
1	15 (C)	2,1	-11,09	347,99	60,69	3,33	1,61>>
1	16 (C)	2,12	15,58	347,99	-65	3,36	-5,09<<
3	18 (C)	27,79>>	0	722,53	-0,01	140,53	-0,07
3	17 (C)	-27,88<<	0	724,52	-0,01	-138,65	-0,04
3	16 (C)	-0,04	24,17>>	723,52	-82,99	0,94	-0,07
3	15 (C)	-0,04	-16,14<<	723,52	77,2	0,94	-0,05
3	13 (C)	-16,75	0	769,98>>	-0,01	-82,73	-0,05
3	18 (C)	27,79	0	722,53<<	-0,01	140,53	-0,07
3	15 (C)	-0,04	-16,14	723,52	77,20>>	0,94	-0,05
3	16 (C)	-0,04	24,17	723,52	-82,99<<	0,94	-0,07
3	18 (C)	27,79	0	722,53	-0,01	140,53>>	-0,07
3	17 (C)	-27,88	0	724,52	-0,01	-138,65<<	-0,04
3	17 (C)	-27,88	0	724,52	-0,01	-138,65	-0,04>>
3	18 (C)	27,79	0	722,53	-0,01	140,53	-0,07<<
5	18 (C)	16,13>>	-0,06	334,73	0,26	70,29	0
5	17 (C)	-18,57<<	0,04	361,33	0	-73,58	-0,02
5	16 (C)	-2,06	15,55>>	348,03	-64,72	-2,26	5,07
5	15 (C)	-2,04	-11,12<<	348,03	60,98	-2,23	-1,63
5	13 (C)	-12,12	0,02	376,27>>	0,06	-45,22	-0,01
5	18 (C)	16,13	-0,06	334,73<<	0,26	70,29	0
5	15 (C)	-2,04	-11,12	348,03	60,98>>	-2,23	-1,63
5	16 (C)	-2,06	15,55	348,03	-64,72<<	-2,26	5,07
5	18 (C)	16,13	-0,06	334,73	0,26	70,29>>	0
5	17 (C)	-18,57	0,04	361,33	0	-73,58<<	-0,02
5	16 (C)	-2,06	15,55	348,03	-64,72	-2,26	5,07>>
5	15 (C)	-2,04	-11,12	348,03	60,98	-2,23	-1,63<<
7	18 (C)	54,87>>	-0,09	688,74	0,48	263,49	-0,01
7	17 (C)	-59,78<<	0,05	739,86	0,08	-269,65	-0,02
7	16 (C)	-4,5	16,02>>	714,3	-123,07	-4,6	-2,8
7	15 (C)	-4,49	-15,99<<	714,3	123,47	-4,57	2,76
7	13 (C)	-38,06	0,02	778,64>>	0,19	-164,03	-0,02
7	18 (C)	54,87	-0,09	688,74<<	0,48	263,49	-0,01
7	15 (C)	-4,49	-15,99	714,3	123,47>>	-4,57	2,76
7	16 (C)	-4,5	16,02	714,3	-123,07<<	-4,6	-2,8
7	18 (C)	54,87	-0,09	688,74	0,48	263,49>>	-0,01
7	17 (C)	-59,78	0,05	739,86	0,08	-269,65<<	-0,02
7	15 (C)	-4,49	-15,99	714,3	123,47	-4,57	2,76>>
7	16 (C)	-4,5	16,02	714,3	-123,07	-4,6	-2,80<<
9	18 (C)	71,30>>	0	1495,03	-0,01	378,16	-0,2
9	17 (C)	-71,89<<	0	1498,84	-0,01	-374,7	-0,11
9	16 (C)	-0,3	24,22>>	1496,94	-184,3	1,73	-0,15
9	15 (C)	-0,3	-24,10<<	1496,94	184,03	1,73	-0,16
9	13 (C)	-43,28	0,01	1607,66>>	-0,01	-223,98	-0,14
9	18 (C)	71,3	0	1495,03<<	-0,01	378,16	-0,2
9	15 (C)	-0,3	-24,1	1496,94	184,03>>	1,73	-0,16
9	16 (C)	-0,3	24,22	1496,94	-184,30<<	1,73	-0,15
9	18 (C)	71,3	0	1495,03	-0,01	378,16>>	-0,2
9	17 (C)	-71,89	0	1498,84	-0,01	-374,70<<	-0,11
9	17 (C)	-71,89	0	1498,84	-0,01	-374,7	-0,11>>
9	18 (C)	71,3	0	1495,03	-0,01	378,16	-0,20<<

Nudo	Caso	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
11	18 (C)	59,95>>	0,1	739,67	-0,5	272,89	-0,01
11	17 (C)	-54,73<<	-0,04	684,75	-0,1	-260,29	-0,02
11	16 (C)	4,65	16,07>>	712,21	-123,65	7,82	2,78
11	15 (C)	4,64	-15,94<<	712,21	122,89	7,79	-2,79
11	14 (C)	38,24	0,07	777,50>>	-0,45	167,54	-0,01
11	17 (C)	-54,73	-0,04	684,75<<	-0,1	-260,29	-0,02
11	15 (C)	4,64	-15,94	712,21	122,89>>	7,79	-2,79
11	16 (C)	4,65	16,07	712,21	-123,65<<	7,82	2,78
11	18 (C)	59,95	0,1	739,67	-0,5	272,89>>	-0,01
11	17 (C)	-54,73	-0,04	684,75	-0,1	-260,29<<	-0,02
11	16 (C)	4,65	16,07	712,21	-123,65	7,82	2,78>>
11	15 (C)	4,64	-15,94	712,21	122,89	7,79	-2,79<<
13	18 (C)	62,62>>	0,03	839,51	-0,35	274,44	-0,01
13	17 (C)	-56,60<<	0,02	785,28	-0,23	-261,54	-0,01
13	16 (C)	5,39	16,01>>	812,39	-123,51	8,21	2,77
13	15 (C)	5,39	-15,96<<	812,39	122,93	8,21	-2,79
13	14 (C)	40,21	0,03	886,39>>	-0,35	168,67	-0,01
13	17 (C)	-56,6	0,02	785,28<<	-0,23	-261,54	-0,01
13	15 (C)	5,39	-15,96	812,39	122,93>>	8,21	-2,79
13	16 (C)	5,39	16,01	812,39	-123,51<<	8,21	2,77
13	18 (C)	62,62	0,03	839,51	-0,35	274,44>>	-0,01
13	17 (C)	-56,6	0,02	785,28	-0,23	-261,54<<	-0,01
13	16 (C)	5,39	16,01	812,39	-123,51	8,21	2,77>>
13	15 (C)	5,39	-15,96	812,39	122,93	8,21	-2,79<<
15	18 (C)	71,06>>	0	1683,47	0	376,71	-0,19
15	17 (C)	-71,67<<	0	1686,92	0	-374,98	-0,12
15	16 (C)	-0,31	24,12>>	1685,19	-184,07	0,87	-0,15
15	15 (C)	-0,31	-24,12<<	1685,19	184,07	0,87	-0,16
15	13 (C)	-43,15	0	1812,69>>	0	-224,57	-0,15
15	18 (C)	71,06	0	1683,47<<	0	376,71	-0,19
15	15 (C)	-0,31	-24,12	1685,19	184,07>>	0,87	-0,16
15	16 (C)	-0,31	24,12	1685,19	-184,07<<	0,87	-0,15
15	18 (C)	71,06	0	1683,47	0	376,71>>	-0,19
15	17 (C)	-71,67	0	1686,92	0	-374,98<<	-0,12
15	17 (C)	-71,67	0	1686,92	0	-374,98	-0,12>>
15	14 (C)	42,48	0	1810,62	0	226,44	-0,19<<
17	18 (C)	56,68>>	-0,03	788,52	0,35	263,45	-0,02
17	17 (C)	-62,51<<	-0,02	839,3	0,23	-272,49	-0,01
17	16 (C)	-5,3	15,96>>	813,91	-122,93	-6,28	-2,79
17	15 (C)	-5,3	-16,01<<	813,91	123,51	-6,28	2,77
17	13 (C)	-40,1	-0,02	887,01>>	0,28	-166,57	-0,01
17	18 (C)	56,68	-0,03	788,52<<	0,35	263,45	-0,02
17	15 (C)	-5,3	-16,01	813,91	123,51>>	-6,28	2,77
17	16 (C)	-5,3	15,96	813,91	-122,93<<	-6,28	-2,79
17	18 (C)	56,68	-0,03	788,52	0,35	263,45>>	-0,02
17	17 (C)	-62,51	-0,02	839,3	0,23	-272,49<<	-0,01
17	15 (C)	-5,3	-16,01	813,91	123,51	-6,28	2,77>>
17	16 (C)	-5,3	15,96	813,91	-122,93	-6,28	-2,79<<
19	18 (C)	59,88>>	-0,04	740,09	-0,2	271,34	-0,02
19	17 (C)	-54,74<<	0,08	689,55	-0,37	-261,25	0
19	16 (C)	4,6	15,99>>	714,82	-123,48	6,54	2,76
19	15 (C)	4,61	-16,02<<	714,82	123,07	6,56	-2,8
19	14 (C)	38,18	-0,02	779,03>>	-0,26	166	-0,02
19	17 (C)	-54,74	0,08	689,55<<	-0,37	-261,25	0
19	15 (C)	4,61	-16,02	714,82	123,07>>	6,56	-2,8
19	16 (C)	4,6	15,99	714,82	-123,48<<	6,54	2,76
19	18 (C)	59,88	-0,04	740,09	-0,2	271,34>>	-0,02
19	17 (C)	-54,74	0,08	689,55	-0,37	-261,25<<	0
19	16 (C)	4,6	15,99	714,82	-123,48	6,54	2,76>>
19	15 (C)	4,61	-16,02	714,82	123,07	6,56	-2,80<<

Nudo	Caso	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
21	18 (C)	18,60>>	-0,03	361,87	-0,06	73,98	-0,02
21	17 (C)	-16,12<<	0,05	332,01	-0,21	-69,69	0
21	16 (C)	2,06	11,13>>	346,94	-60,98	2,73	-1,63
21	15 (C)	2,07	-15,55<<	346,94	64,71	2,76	5,07
21	14 (C)	12,15	-0,02	376,07>>	-0,1	45,7	-0,02
21	17 (C)	-16,12	0,05	332,01<<	-0,21	-69,69	0
21	15 (C)	2,07	-15,55	346,94	64,71>>	2,76	5,07
21	16 (C)	2,06	11,13	346,94	-60,98<<	2,73	-1,63
21	18 (C)	18,6	-0,03	361,87	-0,06	73,98>>	-0,02
21	17 (C)	-16,12	0,05	332,01	-0,21	-69,69<<	0
21	15 (C)	2,07	-15,55	346,94	64,71	2,76	5,07>>
21	16 (C)	2,06	11,13	346,94	-60,98	2,73	-1,63<<
23	18 (C)	72,07>>	0	1499,29	0,01	377,15	-0,17
23	17 (C)	-70,96<<	0	1494,98	0,01	-374,8	-0,13
23	16 (C)	0,55	24,10>>	1497,14	-184,03	1,18	-0,16
23	15 (C)	0,55	-24,22<<	1497,14	184,3	1,18	-0,15
23	14 (C)	43,51	-0,01	1608,03>>	0,01	226,86	-0,18
23	17 (C)	-70,96	0	1494,98<<	0,01	-374,8	-0,13
23	15 (C)	0,55	-24,22	1497,14	184,30>>	1,18	-0,15
23	16 (C)	0,55	24,1	1497,14	-184,03<<	1,18	-0,16
23	18 (C)	72,07	0	1499,29	0,01	377,15>>	-0,17
23	17 (C)	-70,96	0	1494,98	0,01	-374,80<<	-0,13
23	17 (C)	-70,96	0	1494,98	0,01	-374,8	-0,13>>
23	14 (C)	43,51	-0,01	1608,03	0,01	226,86	-0,18<<
25	18 (C)	27,67>>	0	722,16	0,01	139,08	-0,06
25	17 (C)	-28,18<<	0	725,76	0,01	-139,91	-0,05
25	16 (C)	-0,26	16,14>>	723,96	-77,2	-0,41	-0,06
25	15 (C)	-0,26	-24,16<<	723,96	82,99	-0,41	-0,05
25	13 (C)	-17,03	0	770,93>>	0,01	-84,14	-0,06
25	18 (C)	27,67	0	722,16<<	0,01	139,08	-0,06
25	15 (C)	-0,26	-24,16	723,96	82,99>>	-0,41	-0,05
25	16 (C)	-0,26	16,14	723,96	-77,20<<	-0,41	-0,06
25	18 (C)	27,67	0	722,16	0,01	139,08>>	-0,06
25	17 (C)	-28,18	0	725,76	0,01	-139,91<<	-0,05
25	17 (C)	-28,18	0	725,76	0,01	-139,91	-0,05>>
25	14 (C)	16,48	0	768,77	0,01	83,25	-0,06<<
27	18 (C)	54,83>>	0,03	684,06	0,22	261,99	-0,02
27	17 (C)	-59,82<<	-0,09	738,92	0,39	-270,65	0
27	16 (C)	-4,53	15,94>>	711,49	-122,89	-5,83	-2,78
27	15 (C)	-4,54	-16,07<<	711,49	123,66	-5,85	2,78
27	13 (C)	-38,11	-0,07	776,69>>	0,38	-165,25	-0,01
27	18 (C)	54,83	0,03	684,06<<	0,22	261,99	-0,02
27	15 (C)	-4,54	-16,07	711,49	123,66>>	-5,85	2,78
27	16 (C)	-4,53	15,94	711,49	-122,89<<	-5,83	-2,78
27	18 (C)	54,83	0,03	684,06	0,22	261,99>>	-0,02
27	17 (C)	-59,82	-0,09	738,92	0,39	-270,65<<	0
27	15 (C)	-4,54	-16,07	711,49	123,66	-5,85	2,78>>
27	16 (C)	-4,53	15,94	711,49	-122,89	-5,83	-2,78<<
29	18 (C)	16,09>>	0,02	335,51	0,09	69,57	-0,02
29	17 (C)	-18,61<<	-0,07	361,78	0,23	-74,07	0
29	16 (C)	-2,08	11,09>>	348,65	-60,69	-2,83	1,61
29	15 (C)	-2,1	-15,58<<	348,65	65	-2,86	-5,09
29	13 (C)	-12,16	-0,05	376,84>>	0,22	-45,8	0
29	18 (C)	16,09	0,02	335,51<<	0,09	69,57	-0,02
29	15 (C)	-2,1	-15,58	348,65	65,00>>	-2,86	-5,09
29	16 (C)	-2,08	11,09	348,65	-60,69<<	-2,83	1,61
29	18 (C)	16,09	0,02	335,51	0,09	69,57>>	-0,02
29	17 (C)	-18,61	-0,07	361,78	0,23	-74,07<<	0
29	16 (C)	-2,08	11,09	348,65	-60,69	-2,83	1,61>>
29	15 (C)	-2,1	-15,58	348,65	65	-2,86	-5,09<<

- REACCIONS DE SEGON ORDRE

Nudo	Caso	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
1	18	18,39>>	0,07	363,38	-0,3	78,19	-0,01
1	17	-15,89<<	-0,02	332,63	-0,03	-72,63	-0,02
1	16	2,12	15,71>>	348,01	-75,42	3,41	-5,08
1	15	2,1	-11,23<<	348	71,09	3,38	1,6
1	14	12,04	0,05	377,54>>	-0,26	48,7	-0,01
1	17	-15,89	-0,02	332,63<<	-0,03	-72,63	-0,02
1	15	2,1	-11,23	348	71,09>>	3,38	1,6
1	16	2,12	15,71	348,01	-75,42<<	3,41	-5,08
1	18	18,39	0,07	363,38	-0,3	78,19>>	-0,01
1	17	-15,89	-0,02	332,63	-0,03	-72,63<<	-0,02
1	15	2,1	-11,23	348	71,09	3,38	1,60>>
1	16	2,12	15,71	348,01	-75,42	3,41	-5,08<<
3	18	27,62>>	0	722,45	-0,01	147,81	-0,08
3	17	-27,71<<	0	724,59	-0,01	-145,77	-0,04
3	16	-0,05	23,77>>	723,52	-95,62	1,02	-0,07
3	15	-0,05	-15,75<<	723,53	89,83	1,02	-0,06
3	13	-16,64	0	770,03>>	-0,01	-87,27	-0,05
3	18	27,62	0	722,45<<	-0,01	147,81	-0,08
3	15	-0,05	-15,75	723,53	89,83>>	1,02	-0,06
3	16	-0,05	23,77	723,52	-95,62<<	1,02	-0,07
3	18	27,62	0	722,45	-0,01	147,81>>	-0,08
3	17	-27,71	0	724,59	-0,01	-145,77<<	-0,04
3	17	-27,71	0	724,59	-0,01	-145,77	-0,04>>
3	18	27,62	0	722,45	-0,01	147,81	-0,08<<
5	18	15,93>>	-0,06	333,71	0,27	73,8	-0,01
5	17	-18,32<<	0,04	362,33	0,01	-77	-0,02
5	16	-2,06	15,68>>	348,02	-75,11	-2,23	5,06
5	15	-2,05	-11,26<<	348,02	71,4	-2,2	-1,62
5	13	-11,98	0,02	376,90>>	0,07	-47,41	-0,01
5	18	15,93	-0,06	333,71<<	0,27	73,8	-0,01
5	15	-2,05	-11,26	348,02	71,40>>	-2,2	-1,62
5	16	-2,06	15,68	348,02	-75,11<<	-2,23	5,06
5	18	15,93	-0,06	333,71	0,27	73,80>>	-0,01
5	17	-18,32	0,04	362,33	0,01	-77,00<<	-0,02
5	16	-2,06	15,68	348,02	-75,11	-2,23	5,06>>
5	15	-2,05	-11,26	348,02	71,4	-2,2	-1,62<<
7	18	55,19>>	-0,08	686,8	0,51	277,49	-0,01
7	17	-59,99<<	0,05	741,76	0,1	-283,35	-0,02
7	16	-4,5	16,37>>	714,28	-145,31	-4,49	-2,83
7	15	-4,49	-16,34<<	714,28	145,76	-4,46	2,79
7	13	-38,21	0,02	779,85>>	0,2	-172,79	-0,02
7	18	55,19	-0,08	686,80<<	0,51	277,49	-0,01
7	15	-4,49	-16,34	714,28	145,76>>	-4,46	2,79
7	16	-4,5	16,37	714,28	-145,31<<	-4,49	-2,83
7	18	55,19	-0,08	686,8	0,51	277,49>>	-0,01
7	17	-59,99	0,05	741,76	0,1	-283,35<<	-0,02
7	15	-4,49	-16,34	714,28	145,76	-4,46	2,79>>
7	16	-4,5	16,37	714,28	-145,31	-4,49	-2,83<<
9	18	71,44>>	0	1494,89	-0,01	398,27	-0,21
9	17	-72,02<<	0	1498,99	-0,01	-394,44	-0,12
9	16	-0,29	23,86>>	1496,95	-216,79	1,91	-0,16
9	15	-0,29	-23,74<<	1496,95	216,52	1,91	-0,17
9	13	-43,35	0,01	1607,75>>	-0,01	-236,58	-0,15
9	18	71,44	0	1494,89<<	-0,01	398,27	-0,21
9	15	-0,29	-23,74	1496,95	216,52>>	1,91	-0,17
9	16	-0,29	23,86	1496,95	-216,79<<	1,91	-0,16
9	18	71,44	0	1494,89	-0,01	398,27>>	-0,21
9	17	-72,02	0	1498,99	-0,01	-394,44<<	-0,12
9	17	-72,02	0	1498,99	-0,01	-394,44	-0,12>>
9	18	71,44	0	1494,89	-0,01	398,27	-0,21<<

Nudo	Caso	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
11	18	60,16>>	0,09	741,75	-0,53	286,84	-0,01
11	17	-55,05<<	-0,04	682,7	-0,11	-274,04	-0,02
11	16	4,66	16,42>>	712,23	-145,94	7,96	2,81
11	15	4,64	-16,29<<	712,23	145,14	7,93	-2,82
11	14	38,39	0,07	778,84>>	-0,48	176,6	-0,01
11	17	-55,05	-0,04	682,70<<	-0,11	-274,04	-0,02
11	15	4,64	-16,29	712,23	145,14>>	7,93	-2,82
11	16	4,66	16,42	712,23	-145,94<<	7,96	2,81
11	18	60,16	0,09	741,75	-0,53	286,84>>	-0,01
11	17	-55,05	-0,04	682,7	-0,11	-274,04<<	-0,02
11	16	4,66	16,42	712,23	-145,94	7,96	2,81>>
11	15	4,64	-16,29	712,23	145,14	7,93	-2,82<<
13	18	62,64>>	0,02	841,56	-0,38	288,2	-0,02
13	17	-56,73<<	0,02	783,25	-0,24	-275,19	-0,01
13	16	5,39	16,16>>	812,41	-145,66	8,3	2,78
13	15	5,39	-16,12<<	812,41	145,05	8,3	-2,8
13	14	40,23	0,03	887,71>>	-0,38	177,58	-0,02
13	17	-56,73	0,02	783,25<<	-0,24	-275,19	-0,01
13	15	5,39	-16,12	812,41	145,05>>	8,3	-2,8
13	16	5,39	16,16	812,41	-145,66<<	8,3	2,78
13	18	62,64	0,02	841,56	-0,38	288,20>>	-0,02
13	17	-56,73	0,02	783,25	-0,24	-275,19<<	-0,01
13	16	5,39	16,16	812,41	-145,66	8,3	2,78>>
13	15	5,39	-16,12	812,41	145,05	8,3	-2,80<<
15	18	70,83>>	0	1683,35	0	396,47	-0,2
15	17	-71,43<<	0	1687,05	0	-394,51	-0,13
15	16	-0,31	23,39>>	1685,21	-216,31	0,97	-0,16
15	15	-0,31	-23,39<<	1685,21	216,31	0,97	-0,17
15	13	-42,99	0	1812,78>>	0	-237,07	-0,16
15	18	70,83	0	1683,35<<	0	396,47	-0,2
15	15	-0,31	-23,39	1685,21	216,31>>	0,97	-0,17
15	16	-0,31	23,39	1685,21	-216,31<<	0,97	-0,16
15	18	70,83	0	1683,35	0	396,47>>	-0,2
15	17	-71,43	0	1687,05	0	-394,51<<	-0,13
15	17	-71,43	0	1687,05	0	-394,51	-0,13>>
15	14	42,32	0	1810,54	0	239,2	-0,20<<
17	18	56,80>>	-0,02	786,6	0,37	277,25	-0,02
17	17	-62,53<<	-0,02	841,2	0,24	-286,1	-0,01
17	16	-5,3	16,11>>	813,9	-145,04	-6,22	-2,8
17	15	-5,3	-16,16<<	813,9	145,66	-6,22	2,78
17	13	-40,13	-0,02	888,22>>	0,3	-175,3	-0,01
17	18	56,8	-0,02	786,60<<	0,37	277,25	-0,02
17	15	-5,3	-16,16	813,9	145,66>>	-6,22	2,78
17	16	-5,3	16,11	813,9	-145,04<<	-6,22	-2,8
17	18	56,8	-0,02	786,6	0,37	277,25>>	-0,02
17	17	-62,53	-0,02	841,2	0,24	-286,10<<	-0,01
17	15	-5,3	-16,16	813,9	145,66	-6,22	2,78>>
17	16	-5,3	16,11	813,9	-145,04	-6,22	-2,80<<
19	18	60,09>>	-0,04	741,99	-0,23	285,15	-0,02
19	17	-55,06<<	0,08	687,65	-0,38	-275,06	0
19	16	4,6	16,34>>	714,83	-145,76	6,58	2,79
19	15	4,61	-16,37<<	714,83	145,31	6,6	-2,83
19	14	38,33	-0,01	780,25>>	-0,29	174,91	-0,02
19	17	-55,06	0,08	687,65<<	-0,38	-275,06	0
19	15	4,61	-16,37	714,83	145,31>>	6,6	-2,83
19	16	4,6	16,34	714,83	-145,76<<	6,58	2,79
19	18	60,09	-0,04	741,99	-0,23	285,15>>	-0,02
19	17	-55,06	0,08	687,65	-0,38	-275,06<<	0
19	16	4,6	16,34	714,83	-145,76	6,58	2,79>>
19	15	4,61	-16,37	714,83	145,31	6,6	-2,83<<

Nudo	Caso	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
21	18	18,35>>	-0,03	363	-0,08	77,41	-0,02
21	17	-15,93<<	0,05	330,88	-0,21	-73,15	0
21	16	2,06	11,26>>	346,94	-71,4	2,73	-1,62
21	15	2,07	-15,68<<	346,94	75,11	2,77	5,06
21	14	12	-0,02	376,79>>	-0,11	47,92	-0,02
21	17	-15,93	0,05	330,88<<	-0,21	-73,15	0
21	15	2,07	-15,68	346,94	75,11>>	2,77	5,06
21	16	2,06	11,26	346,94	-71,40<<	2,73	-1,62
21	18	18,35	-0,03	363	-0,08	77,41>>	-0,02
21	17	-15,93	0,05	330,88	-0,21	-73,15<<	0
21	15	2,07	-15,68	346,94	75,11	2,77	5,06>>
21	16	2,06	11,26	346,94	-71,4	2,73	-1,62<<
23	18	72,19>>	0	1499,46	0,01	397,05	-0,19
23	17	-71,09<<	0	1494,82	0,01	-394,61	-0,14
23	16	0,55	23,74>>	1497,15	-216,52	1,22	-0,17
23	15	0,55	-23,86<<	1497,15	216,79	1,22	-0,16
23	14	43,58	-0,01	1608,14>>	0,01	239,67	-0,2
23	17	-71,09	0	1494,82<<	0,01	-394,61	-0,14
23	15	0,55	-23,86	1497,15	216,79>>	1,22	-0,16
23	16	0,55	23,74	1497,15	-216,52<<	1,22	-0,17
23	18	72,19	0	1499,46	0,01	397,05>>	-0,19
23	17	-71,09	0	1494,82	0,01	-394,61<<	-0,14
23	17	-71,09	0	1494,82	0,01	-394,61	-0,14>>
23	14	43,58	-0,01	1608,14	0,01	239,67	-0,20<<
25	18	27,51>>	0	722,02	0	146,25	-0,07
25	17	-28,01<<	0	725,89	0,01	-147,08	-0,05
25	16	-0,26	15,75>>	723,97	-89,83	-0,41	-0,06
25	15	-0,26	-23,77<<	723,96	95,62	-0,42	-0,06
25	13	-16,93	0	771,01>>	0,01	-88,76	-0,06
25	18	27,51	0	722,02<<	0	146,25	-0,07
25	15	-0,26	-23,77	723,96	95,62>>	-0,42	-0,06
25	16	-0,26	15,75	723,97	-89,83<<	-0,41	-0,06
25	18	27,51	0	722,02	0	146,25>>	-0,07
25	17	-28,01	0	725,89	0,01	-147,08<<	-0,05
25	17	-28,01	0	725,89	0,01	-147,08	-0,05>>
25	14	16,38	0	768,68	0,01	87,86	-0,07<<
27	18	55,16>>	0,03	682	0,25	275,86	-0,02
27	17	-60,03<<	-0,09	740,97	0,4	-284,41	0
27	16	-4,53	16,29>>	711,49	-145,13	-5,81	-2,82
27	15	-4,54	-16,42<<	711,49	145,94	-5,84	2,81
27	13	-38,26	-0,07	778,01>>	0,4	-174,1	-0,01
27	18	55,16	0,03	682,00<<	0,25	275,86	-0,02
27	15	-4,54	-16,42	711,49	145,94>>	-5,84	2,81
27	16	-4,53	16,29	711,49	-145,13<<	-5,81	-2,82
27	18	55,16	0,03	682	0,25	275,86>>	-0,02
27	17	-60,03	-0,09	740,97	0,4	-284,41<<	0
27	15	-4,54	-16,42	711,49	145,94	-5,84	2,81>>
27	16	-4,53	16,29	711,49	-145,13	-5,81	-2,82<<
29	18	15,89>>	0,02	334,52	0,1	73,02	-0,02
29	17	-18,36<<	-0,07	362,77	0,24	-77,5	0
29	16	-2,08	11,23>>	348,65	-71,08	-2,84	1,6
29	15	-2,1	-15,71<<	348,65	75,42	-2,88	-5,08
29	13	-12,02	-0,05	377,48>>	0,23	-48,02	0
29	18	15,89	0,02	334,52<<	0,1	73,02	-0,02
29	15	-2,1	-15,71	348,65	75,42>>	-2,88	-5,08
29	16	-2,08	11,23	348,65	-71,08<<	-2,84	1,6
29	18	15,89	0,02	334,52	0,1	73,02>>	-0,02
29	17	-18,36	-0,07	362,77	0,24	-77,50<<	0
29	16	-2,08	11,23	348,65	-71,08	-2,84	1,60>>
29	15	-2,1	-15,71	348,65	75,42	-2,88	-5,08<<

A.3 NOTA DE CÀLCUL DEL DIMENSIONAMENT DE PILAR I LA SEVA ARMADURA AMB DETALL D'ARMAT ADJUNT, DELS PILARS REPRESENTATIUS DE CADASCUNA DE LES TIPOLOGIES.

- COLUMNA 6 – REPRESENTATIVA DELS PILARS TIPUS LATERALS
- COLUMNA 1 – REPRESENTATIVA DELS PILARS TIPUS CANTONADA
- COLUMNA 2 – REPRESENTATIVA DELS PILARS TIPUS FRONTALS
- COLUMNA 5 – REPRESENTATIVA DELS PILARS TIPUS CENTRALS

1 Nivel:

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 0 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna6 Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : HA - 45 f_{ck} = 45,00 (MPa)
  Densidad : 2447,32 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo 45,0 x 60,0 (cm)
2.2.2 Altura: L = 13,20 (m)
2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
2.2.4 Altura de la viga = 0,40 (m)
2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 3,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
COMB1	de cálculo	6	1,00	761,02	0,00	-8,48	0,05	73,58
COMB2	de cálculo	6	1,00	761,02	0,00	-8,50	0,17	-74,34
COMB3	de cálculo	6	1,00	744,55	0,00	152,36	0,10	-0,21
COMB4	de cálculo	6	1,00	777,50	0,00	-167,54	0,13	-0,45
COMB5	de cálculo	6	1,00	712,21	0,00	-7,79	0,01	122,89
COMB6	de cálculo	6	1,00	712,21	0,00	-7,82	0,20	-123,65
COMB7	de cálculo	6	1,00	684,75	0,00	260,29	0,08	-0,10
COMB8	de cálculo	6	1,00	739,67	0,00	-272,89	0,13	-0,50
COMB9	de cálculo	6	1,00	716,79	0,00	-7,80	0,05	73,61
COMB10	de cálculo	6	1,00	716,79	0,00	-7,81	0,16	-74,31
COMB11	de cálculo	6	1,00	700,31	0,00	153,05	0,09	-0,18
COMB12	de cálculo	6	1,00	733,26	0,00	-166,85	0,12	-0,42
COMB13	de cálculo	6	1,00	519,18	0,00	-269,57	-0,12	-57,40
COMB14	de cálculo	6	1,00	519,13	0,00	-269,56	-0,03	55,92
COMB15	de cálculo	6	1,00	468,95	0,00	279,76	0,17	-56,34
COMB16	de cálculo	6	1,00	468,90	0,00	279,77	0,26	56,98
COMB17	de cálculo	6	1,00	656,95	0,00	-62,12	-0,13	-168,77
COMB18	de cálculo	6	1,00	485,21	0,00	74,41	-0,06	-168,37
COMB19	de cálculo	6	1,00	502,86	0,00	-63,71	0,21	167,92
COMB20	de cálculo	6	1,00	485,05	0,00	74,43	0,29	168,26

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB8 (B)

Esfuerzos seccionales:
Nsd = 739,67 (kN) Msdy = -272,89 (kN*m) Msdz = -0,50 (kN*m)
Esfuerzos dimensionantes:
Nudo inferior
N = 739,67 (kN) N*etotz = -596,84 (kN*m) N*etoty= -270,21 (kN*m)

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	-36,9 (cm)	-0,1 (cm)
mínimo	emin:	3,0 (cm)	3,0 (cm)
inicial	ee:	3,0 (cm)	3,0 (cm)
II orden	ea:	-36,9 (cm)	-30,8 (cm)
total	etot:	-80,7 (cm)	-36,5 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	101,32	35,00	Columna esbelta

λ > 100 Método general

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 0,00 (kN*m) M1 = -272,89 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -272,89 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = -36,9 (cm)
emin = 3,0 (cm)
ee = max(ee;emin) = 3,0 (cm)
ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi\left(e_e + 0{,}1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}}\right)$$

lo = 17,55 (m)

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0{,}3|}$$

d-d' = 48,4 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)

$$\alpha = 4\beta \frac{e_e(d-d') + 0{,}1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,23
is = 21,8 (cm)
α = 5,18
ν = Nd/(Ac*fcd) = 0,09
Nd = 739,67 (kN)
Ac = 0,27 (m2)
fcd = 30,00 (MPa)
1/r = 0,01

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g}{(1-1.4\nu_g)} \frac{e_e}{l_0^2}$$

φ = 1,12
νg = Nsg*lo^2 / (10Ec*Ic) = 0,09
Nsg = 739,67 (kN)
Ec = 30233,59 (MPa)
Ic = 810000,0 (cm4)
1 / rf = 0,00
1/rtot = 1/r + 1/rf = 0,01

$$\Psi = 1 + 0{,}2\frac{\beta 10^{-6}}{\varepsilon_y i_c \frac{1}{r}}$$

ic = 17,3 (cm)
Ψ = 1,09

ea = -36,9 (cm)
etot = Ψ(ee + ea) = -80,7 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	135,10	35,00	Columna esbelta

λ > 100 Método general

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

M2 = 0,13 (kN*m) M1 = -0,50 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -0,50 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = -0,1 (cm)
emin = 3,0 (cm)
ee = max(ee;emin) = 3,0 (cm)
ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi\left(e_e + 0{,}1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}}\right)$$

lo = 17,55 (m)

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d - d'}\frac{1 + \alpha\nu}{1 + \alpha\nu + 2|\nu - 0{,}3|}$$

d-d' = 33,4 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)

$$\alpha = 4\beta\frac{e_e(d - d') + 0{,}1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d - d')^2}$$

β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,10
is = 15,9 (cm)
α = 3,05
ν = Nd/(Ac*fcd) = 0,09
Nd = 739,67 (kN)
Ac = 0,27 (m2)
fcd = 30,00 (MPa)
1/r = 0,01

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g}{(1 - 1.4\nu_g)}\frac{e_e}{l_0^2}$$

φ = 1,12
νg = Nsg*lo^2 / (10Ec*Ic) = 0,17
Nsg = 739,67 (kN)
Ec = 30233,59 (MPa)
Ic = 455625,0 (cm4)
1 / rf = 0,00
1/rtot = 1/r + 1/rf = 0,01

$$\Psi = 1 + 0{,}2\frac{\beta 10^{-6}}{\varepsilon_y i_c \frac{1}{r}}$$

ic = 13,0 (cm)
Ψ = 1,08

ea = -30,8 (cm)
etot = Ψ(ee + ea) = -36,5 (cm)

2.5.2 Armadura:

sección de acero real Asr = 58,12 (cm2)
Densidad del armado: ρ = 2,15 %

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 8 ϕ25,0 l = 13,17 (m)
- 6 ϕ20,0 l = 13,17 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

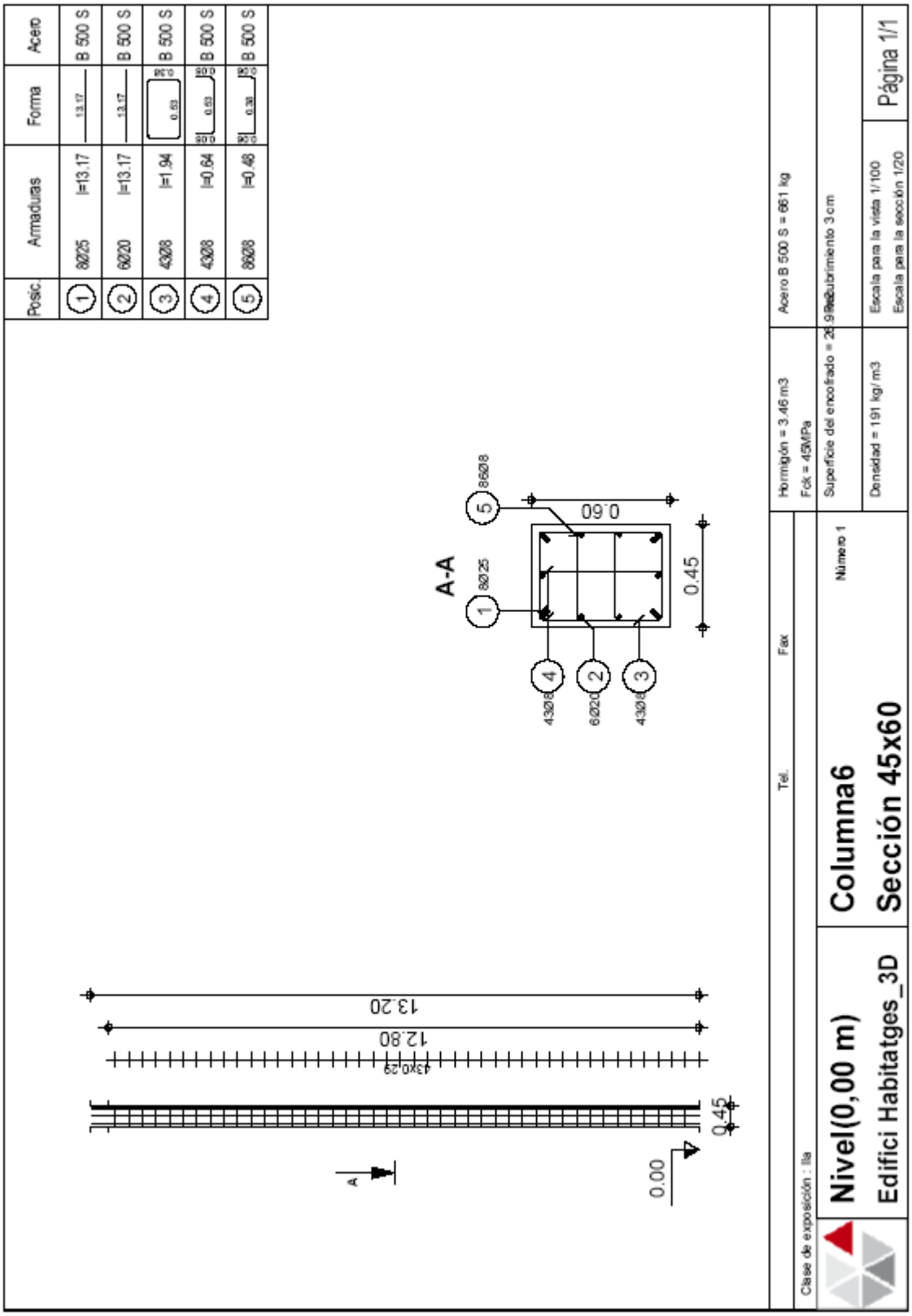
Estribos	43 ϕ8,0	l = 1,94 (m)
alfileres	43 ϕ8,0	l = 0,63 (m)
	86 ϕ8,0	l = 0,48 (m)

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 3,46 (m3)
- Superficie de encofrado = 26,88 (m2)

- Acero B 500 S
  - Peso total = 661,17 (kG)
  - Densidad = 191,31 (kG/m3)
  - Diámetro medio = 16,1 (mm)
  - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
8,0	0,48	0,19	86	16,46
8,0	0,63	0,25	43	10,77
8,0	1,94	0,76	43	32,87
20,0	13,17	32,49	6	194,94
25,0	13,17	50,77	8	406,13


Posic.
Armaduras
Forma
Acero
1 8Ø25 l=13.17 B 500 S
2 6Ø20 l=13.17 B 500 S
3 4Ø08 l=1.94 B 500 S
4 4Ø08 l=0.64 B 500 S
5 8Ø08 l=0.48 B 500 S
A-A
0.60
0.45
13.20
12.80
43x0.29
0.00
Hormigón = 3.46 m3
Fck = 45MPa
Acero B 500 S = 661 kg
Superficie del encofrado = 26.9 m2
Recubrimiento 3 cm
Densidad = 191 kg/ m3
Escala para la vista 1/100
Escala para la sección 1/20
Página 1/1
Tel.
Fax
Número 1
Clase de exposición : IIa
Nivel(0,00 m)
Edifici Habitatges_3D
Columna6
Sección 45x60

1 Nivel:

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 0 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna1 Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : HA - 45 f_{ck} = 45,00 (MPa)
  Densidad : 2447,32 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo 40,0 x 40,0 (cm)
2.2.2 Altura: L = 13,20 (m)
2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
2.2.4 Altura de la viga = 0,40 (m)
2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 3,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
COMB1	de cálculo	1	1,00	368,25	0,00	-3,60	0,15	36,34
COMB2	de cálculo	1	1,00	368,25	0,00	-3,62	-0,07	-39,08
COMB3	de cálculo	1	1,00	359,67	0,00	39,92	0,10	-0,10
COMB4	de cálculo	1	1,00	376,83	0,00	-46,42	0,12	-0,25
COMB5	de cálculo	1	1,00	347,99	0,00	-3,33	0,17	60,69
COMB6	de cálculo	1	1,00	347,99	0,00	-3,36	-0,19	-65,00
COMB7	de cálculo	1	1,00	333,69	0,00	69,20	0,08	-0,03
COMB8	de cálculo	1	1,00	362,29	0,00	-74,70	0,12	-0,28
COMB9	de cálculo	1	1,00	349,89	0,00	-3,33	0,14	36,35
COMB10	de cálculo	1	1,00	349,89	0,00	-3,35	-0,08	-39,07
COMB11	de cálculo	1	1,00	341,31	0,00	40,19	0,09	-0,08
COMB12	de cálculo	1	1,00	358,47	0,00	-46,15	0,11	-0,24
COMB13	de cálculo	1	1,00	256,97	0,00	-70,72	-0,12	-26,88
COMB14	de cálculo	1	1,00	256,96	0,00	-70,71	-0,02	26,15
COMB15	de cálculo	1	1,00	230,75	0,00	75,13	0,16	-26,37
COMB16	de cálculo	1	1,00	230,74	0,00	75,13	0,26	26,66
COMB17	de cálculo	1	1,00	325,98	0,00	-15,28	-0,11	-78,47
COMB18	de cálculo	1	1,00	239,22	0,00	20,57	-0,05	-78,27
COMB19	de cálculo	1	1,00	248,49	0,00	-15,96	0,15	77,38
COMB20	de cálculo	1	1,00	239,20	0,00	20,60	0,23	77,55

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB8 (B)
Esfuerzos seccionales:

Nsd = 362,29 (kN) Msdy = -74,70 (kN*m) Msdz = -0,28 (kN*m)
Esfuerzos dimensionantes:
Nudo inferior
N = 362,29 (kN) N*etotz = -233,33 (kN*m) N*etoty= -141,93 (kN*m)

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	-20,6 (cm)	-0,1 (cm)
mínimo	emin:	2,0 (cm)	2,0 (cm)
inicial	ee:	2,0 (cm)	2,0 (cm)
II orden	ea:	-39,6 (cm)	-34,5 (cm)
total	etot:	-64,4 (cm)	-39,2 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	151,99	35,00	Columna esbelta

λ > 100 Método general

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 0,00 (kN*m) M1 = -74,70 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -74,70 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = -20,6 (cm)
emin = 2,0 (cm)
ee = max(ee;emin) = 2,0 (cm)
ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi\left(e_e + 0{,}1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}}\right)$$

lo = 17,55 (m)

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0{,}3|}$$

d-d' = 28,9 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)

$$\alpha = 4\beta \frac{e_e(d-d') + 0{,}1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00
is = 14,5 (cm)
α = 6,05
ν = Nd/(Ac*fcd) = 0,08
Nd = 362,29 (kN)
Ac = 0,16 (m2)
fcd = 30,00 (MPa)
1/r = 0,01

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g}{(1-1.4\nu_g)} \frac{e_e}{l_0^2}$$

φ = 1,12
νg = Nsg*lo^2 / (10Ec*Ic) = 0,17
Nsg = 362,29 (kN)
Ec = 30233,59 (MPa)
Ic = 213333,3 (cm4)
1 / rf = 0,00
1/rtot = 1/r + 1/rf = 0,01

$$\Psi = 1 + 0{,}2\frac{\beta 10^{-6}}{\varepsilon_y i_c \frac{1}{r}}$$

ic = 11,5 (cm)
Ψ = 1,07

ea = -39,6 (cm)
etot = Ψ(ee + ea) = -64,4 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	151,99	35,00	Columna esbelta

λ > 100 Método general

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

M2 = 0,12 (kN*m) M1 = -0,28 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -0,28 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = -0,1 (cm)
emin = 2,0 (cm)
ee = max(ee;emin) = 2,0 (cm)
ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi\left(e_e + 0{,}1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}}\right)$$

lo = 17,55 (m)

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d - d'}\frac{1 + \alpha\nu}{1 + \alpha\nu + 2|\nu - 0{,}3|}$$

d-d' = 28,9 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)

$$\alpha = 4\beta\frac{e_e(d - d') + 0{,}1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d - d')^2}$$

β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00
is = 14,5 (cm)
α = 3,48
ν = Nd/(Ac*fcd) = 0,08
Nd = 362,29 (kN)
Ac = 0,16 (m2)
fcd = 30,00 (MPa)
1/r = 0,01

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g}{(1 - 1.4\nu_g)}\frac{e_e}{l_0^2}$$

φ = 1,12
νg = Nsg*lo^2 / (10Ec*Ic) = 0,17
Nsg = 362,29 (kN)
Ec = 30233,59 (MPa)
Ic = 213333,3 (cm4)
1 / rf = 0,00
1/rtot = 1/r + 1/rf = 0,01

$$\Psi = 1 + 0{,}2\frac{\beta 10^{-6}}{\varepsilon_y i_c \frac{1}{r}}$$

ic = 11,5 (cm)
Ψ = 1,07

ea = -34,5 (cm)
etot = Ψ(ee + ea) = -39,2 (cm)

2.5.2 Armadura:

sección de acero real Asr = 37,70 (cm2)
Densidad del armado: ρ = 2,36 %

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 12 ϕ20,0 l = 13,17 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos 43 ϕ8,0 l = 1,44 (m)

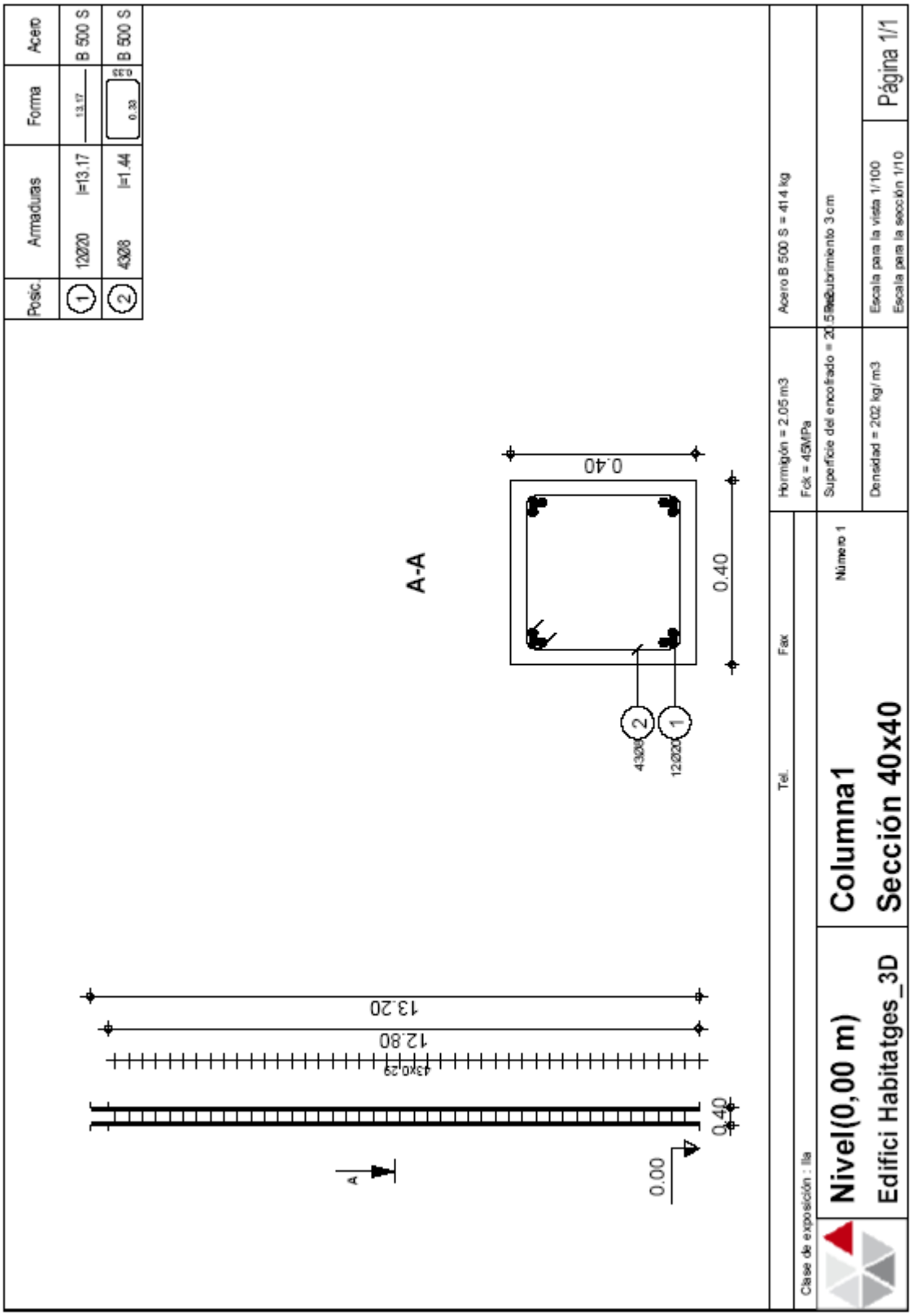
alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 2,05 (m3)
- Superficie de encofrado = 20,48 (m2)

- Acero B 500 S
  - Peso total = 414,27 (kG)
  - Densidad = 202,28 (kG/m3)
  - Diámetro medio = 16,6 (mm)
  - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
8,0	1,44	0,57	43	24,38
20,0	13,17	32,49	12	389,88


Posic.
Armaduras
Forma
Acero
1
12Ø20
l=13.17
13.17
B 500 S
2
4Ø8
l=1.44
0.33
0.35
B 500 S
A-A
0.40
0.40
4Ø8
12Ø20
2
1
A
A
0.00
0.40
13.20
12.80
13x0.29
Hormigón = 2.05 m3
Fck = 45MPa
Acero B 500 S = 414 kg
Superficie del encofrado = 20.5m2
Recubrimiento 3 cm
Densidad = 202 kg/ m3
Escala para la vista 1/100
Escala para la sección 1/10
Página 1/1
Tel.
Fax
Número 1
Clase de exposición : IIa
Nivel(0,00 m)
Edifici Habitatges_3D
Columna1
Sección 40x40

1 Nivel:

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 0 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna2 Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : HA - 45 f_{ck} = 45,00 (MPa)
  Densidad : 2447,32 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo 40,0 x 50,0 (cm)
2.2.2 Altura: L = 13,20 (m)
2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
2.2.4 Altura de la viga = 0,40 (m)
2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 3,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
COMB1	de cálculo	2	1,00	769,38	0,00	-1,02	-0,09	46,32
COMB2	de cálculo	2	1,00	769,38	0,00	-1,02	0,35	-49,80
COMB3	de cálculo	2	1,00	769,98	0,00	82,73	0,00	-0,01
COMB4	de cálculo	2	1,00	768,79	0,00	-84,78	0,00	-0,01
COMB5	de cálculo	2	1,00	723,52	0,00	-0,94	-0,15	77,20
COMB6	de cálculo	2	1,00	723,52	0,00	-0,94	0,59	-82,99
COMB7	de cálculo	2	1,00	724,52	0,00	138,65	0,00	-0,01
COMB8	de cálculo	2	1,00	722,53	0,00	-140,53	0,00	-0,01
COMB9	de cálculo	2	1,00	727,95	0,00	-0,94	-0,09	46,32
COMB10	de cálculo	2	1,00	727,95	0,00	-0,94	0,35	-49,80
COMB11	de cálculo	2	1,00	728,54	0,00	82,82	0,00	-0,01
COMB12	de cálculo	2	1,00	727,35	0,00	-84,69	0,00	-0,01
COMB13	de cálculo	2	1,00	505,60	0,00	-148,47	-0,10	-33,28
COMB14	de cálculo	2	1,00	505,59	0,00	-148,47	0,10	33,26
COMB15	de cálculo	2	1,00	503,13	0,00	149,76	-0,10	-33,27
COMB16	de cálculo	2	1,00	503,13	0,00	149,76	0,10	33,26
COMB17	de cálculo	2	1,00	663,39	0,00	-36,92	-0,36	-98,04
COMB18	de cálculo	2	1,00	504,05	0,00	38,39	-0,36	-98,03
COMB19	de cálculo	2	1,00	504,67	0,00	-37,11	0,43	97,06
COMB20	de cálculo	2	1,00	504,03	0,00	38,41	0,43	97,06

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB8 (B)
Esfuerzos seccionales:

Nsd = 722,53 (kN) Msdy = -140,53 (kN*m) Msdz = -0,01 (kN*m)
Esfuerzos dimensionantes:
Nudo inferior
N = 722,53 (kN) N*etotz = -402,30 (kN*m) N*etoty= -320,03 (kN*m)

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	-19,4 (cm)	0,0 (cm)
mínimo	emin:	2,5 (cm)	2,5 (cm)
inicial	ee:	2,5 (cm)	2,5 (cm)
II orden	ea:	-32,4 (cm)	-39,1 (cm)
total	etot:	-55,7 (cm)	-44,3 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	121,59	35,00	Columna esbelta

λ > 100 Método general

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 0,00 (kN*m) M1 = -140,53 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -140,53 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = -19,4 (cm)
emin = 2,5 (cm)
ee = max(ee;emin) = 2,5 (cm)
ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi\left(e_e + 0{,}1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}}\right)$$

lo = 17,55 (m)

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0{,}3|}$$

d-d' = 38,2 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)

$$\alpha = 4\beta \frac{e_e(d-d') + 0{,}1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,06
is = 18,5 (cm)
α = 4,13
ν = Nd/(Ac*fcd) = 0,12
Nd = 722,53 (kN)
Ac = 0,20 (m2)
fcd = 30,00 (MPa)
1/r = 0,01

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g}{(1-1.4\nu_g)} \frac{e_e}{l_0^2}$$

φ = 1,12
νg = Nsg*lo^2 / (10Ec*Ic) = 0,18
Nsg = 722,53 (kN)
Ec = 30233,59 (MPa)
Ic = 416666,7 (cm4)
1 / rf = 0,00
1/rtot = 1/r + 1/rf = 0,01

$$\Psi = 1 + 0{,}2\frac{\beta 10^{-6}}{\varepsilon_y i_c \frac{1}{r}}$$

ic = 14,4 (cm)
Ψ = 1,07

ea = -32,4 (cm)
etot = Ψ(ee + ea) = -55,7 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	151,99	35,00	Columna esbelta

λ > 100 Método general

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

M2 = 0,00 (kN*m) M1 = -0,01 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -0,01 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = 0,0 (cm)
emin = 2,5 (cm)
ee = max(ee;emin) = 2,5 (cm)
ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi\left(e_e + 0{,}1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}}\right)$$

lo = 17,55 (m)

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d - d'}\frac{1 + \alpha\nu}{1 + \alpha\nu + 2|\nu - 0{,}3|}$$

d-d' = 28,2 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)

$$\alpha = 4\beta\frac{e_e(d - d') + 0{,}1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d - d')^2}$$

β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00
is = 14,2 (cm)
α = 3,73
ν = Nd/(Ac*fcd) = 0,12
Nd = 722,53 (kN)
Ac = 0,20 (m2)
fcd = 30,00 (MPa)
1/r = 0,01

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g}{(1 - 1.4\nu_g)}\frac{e_e}{l_0^2}$$

φ = 1,12
νg = Nsg*lo^2 / (10Ec*Ic) = 0,28
Nsg = 722,53 (kN)
Ec = 30233,59 (MPa)
Ic = 266666,7 (cm4)
1 / rf = 0,00
1/rtot = 1/r + 1/rf = 0,01

$$\Psi = 1 + 0{,}2\frac{\beta 10^{-6}}{\varepsilon_y i_c \frac{1}{r}}$$

ic = 11,5 (cm)
Ψ = 1,06

ea = -39,1 (cm)
etot = Ψ(ee + ea) = -44,3 (cm)

2.5.2 Armadura:

sección de acero real Asr = 62,93 (cm2)
Densidad del armado: ρ = 3,15 %

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 12 ϕ25,0 l = 13,17 (m)
- 2 ϕ16,0 l = 13,17 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos 53 ϕ8,0 l = 1,64 (m)

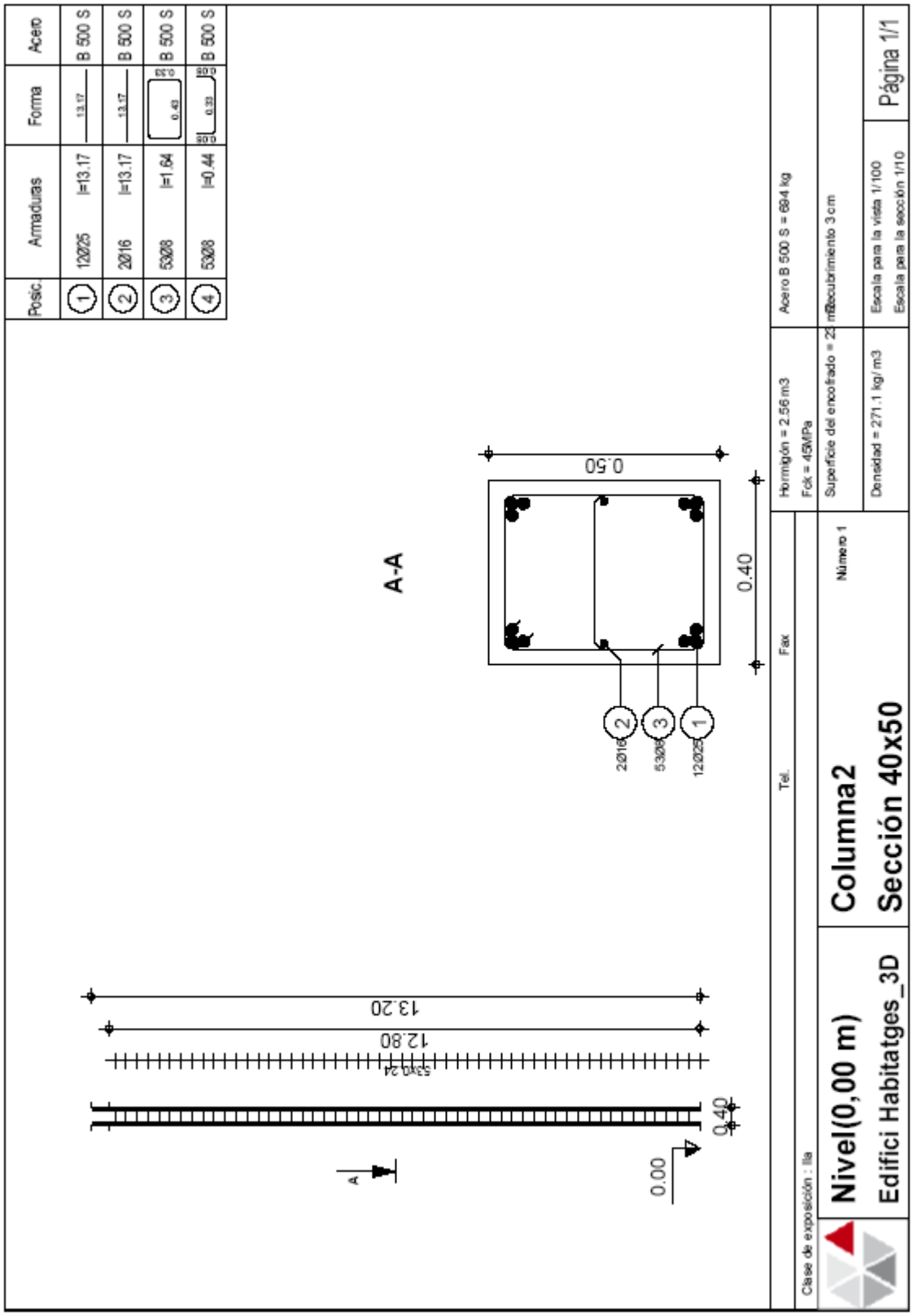
alfileres 53 ϕ8,0 l = 0,43 (m)

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 2,56 (m3)
- Superficie de encofrado = 23,04 (m2)

- Acero B 500 S
  - Peso total = 694,11 (kG)
  - Densidad = 271,14 (kG/m3)
  - Diámetro medio = 17,8 (mm)
  - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
8,0	0,43	0,17	53	9,10
8,0	1,64	0,65	53	34,24
16,0	13,17	20,79	2	41,59
25,0	13,17	50,77	12	609,19


Posic.
Armaduras
Forma
Acero
1 12Ø25 l=13.17 B 500 S
2 2Ø16 l=13.17 B 500 S
3 5Ø8 l=1.64 B 500 S
4 5Ø8 l=0.44 B 500 S
A-A
0.50
0.40
2Ø16
5Ø8
12Ø25
13.20
12.80
5Ø10 2l
0.40
0.00
A
Hormigón = 2.56 m3
Fck = 45MPa
Acero B 500 S = 684 kg
Superficie del encofrado = 25 m2
Recubrimiento 3 cm
Densidad = 271.1 kg/ m3
Escala para la vista 1/100
Escala para la sección 1/10
Página 1/1
Tel.
Fax
Número 1
Clase de exposición : IIa
Nivel(0,00 m)
Edifici Habitatges_3D
Columna2
Sección 40x50

1 Nivel:

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 0 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna5 Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : HA - 45 f_{ck} = 45,00 (MPa)
  Densidad : 2447,32 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo 50,0 x 65,0 (cm)
2.2.2 Altura: L = 13,20 (m)
2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
2.2.4 Altura de la viga = 0,40 (m)
2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 3,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
COMB1	de cálculo	5	1,00	1606,51	0,00	-1,88	0,12	110,41
COMB2	de cálculo	5	1,00	1606,51	0,00	-1,88	-0,12	-110,59
COMB3	de cálculo	5	1,00	1607,66	0,00	223,98	0,00	-0,01
COMB4	de cálculo	5	1,00	1605,37	0,00	-227,74	0,00	-0,01
COMB5	de cálculo	5	1,00	1496,94	0,00	-1,73	0,19	184,03
COMB6	de cálculo	5	1,00	1496,94	0,00	-1,73	-0,20	-184,30
COMB7	de cálculo	5	1,00	1498,84	0,00	374,70	0,00	-0,01
COMB8	de cálculo	5	1,00	1495,03	0,00	-378,16	0,00	-0,01
COMB9	de cálculo	5	1,00	1507,53	0,00	-1,73	0,12	110,41
COMB10	de cálculo	5	1,00	1507,53	0,00	-1,73	-0,12	-110,59
COMB11	de cálculo	5	1,00	1508,67	0,00	224,13	0,00	-0,01
COMB12	de cálculo	5	1,00	1506,38	0,00	-227,59	0,00	-0,01
COMB13	de cálculo	5	1,00	1035,72	0,00	-400,42	-0,10	-84,47
COMB14	de cálculo	5	1,00	1035,69	0,00	-400,42	0,10	84,44
COMB15	de cálculo	5	1,00	1031,02	0,00	402,80	-0,10	-84,46
COMB16	de cálculo	5	1,00	1031,00	0,00	402,81	0,10	84,45
COMB17	de cálculo	5	1,00	1353,07	0,00	-100,12	-0,29	-250,86
COMB18	de cálculo	5	1,00	1032,79	0,00	102,84	-0,29	-250,86
COMB19	de cálculo	5	1,00	1033,93	0,00	-100,46	0,29	250,80
COMB20	de cálculo	5	1,00	1032,71	0,00	102,86	0,29	250,80

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB8 (B)
Esfuerzos seccionales:

Nsd = 1495,03 (kN) Msdy = -378,16 (kN*m) Msdz = -0,01 (kN*m)
Esfuerzos dimensionantes:
Nudo inferior
N = 1495,03 (kN) N*etotz = -1001,83 (kN*m) N*etoty= -532,70 (kN*m)

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	-25,3 (cm)	0,0 (cm)
mínimo	emin:	3,3 (cm)	3,3 (cm)
inicial	ee:	3,3 (cm)	3,3 (cm)
II orden	ea:	-41,7 (cm)	-29,6 (cm)
total	etot:	-67,0 (cm)	-35,6 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	93,53	35,00	Columna esbelta

λ < 100 Método aproximativo

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 0,00 (kN*m) M1 = -378,16 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -378,16 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = -25,3 (cm)
emin = 3,3 (cm)
ee = max(ee;emin) = 3,3 (cm)
ea - Método aproximativo

$$e_a = (1+0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon)\frac{h+20e_e}{h+10e_e}\cdot\frac{l_0^2}{50\cdot i_c}$$

lo = 17,55 (m)
β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,22
d-d' = 53,6 (cm)
is = 24,3 (cm)
ic = 18,8 (cm)
h = 65,0 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)
ε = 0,00
Ncp/Ntot = 100,00%
ea = -41,7 (cm)
etot = ee + ea = -67,0 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	121,59	35,00	Columna esbelta

λ > 100 Método general

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

M2 = 0,00 (kN*m) M1 = -0,01 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -0,01 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = 0,0 (cm)
emin = 3,3 (cm)
ee = max(ee;emin) = 3,3 (cm)
ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi\left(e_e + 0{,}1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}}\right)$$

lo = 17,55 (m)

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0{,}3|}$$

d-d' = 38,6 (cm)

εy = fyd/Es = 0,00

fyd = 434,78 (MPa)

Es = 200000,00 (MPa)

$$\alpha = 4\beta \frac{e_e(d-d') + 0{,}1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,22

is = 17,5 (cm)

α = 2,60

ν = Nd/(Ac*fcd) = 0,15

Nd = 1495,03 (kN)

Ac = 0,33 (m2)

fcd = 30,00 (MPa)

1/r = 0,01

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g}{(1-1.4\nu_g)} \frac{e_e}{l_0^2}$$

φ = 1,12

νg = Nsg*lo^2 / (10Ec*Ic) = 0,22

Nsg = 1495,03 (kN)

Ec = 30233,59 (MPa)

Ic = 677083,3 (cm4)

1 / rf = 0,00

1/rtot = 1/r + 1/rf = 0,01

$$\Psi = 1 + 0{,}2 \frac{\beta 10^{-6}}{\varepsilon_y i_c \frac{1}{r}}$$

ic = 14,4 (cm)

Ψ = 1,08

ea = -29,6 (cm)

etot = Ψ(ee + ea) = -35,6 (cm)

2.5.2 Armadura:

sección de acero real	Asr = 98,17 (cm2)
Densidad del armado:	ρ = 3,02 %

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 20 ϕ25,0 l = 13,17 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos	43 ϕ8,0	l = 2,14 (m)
alfileres	86 ϕ8,0	l = 0,68 (m)
	86 ϕ8,0	l = 0,53 (m)

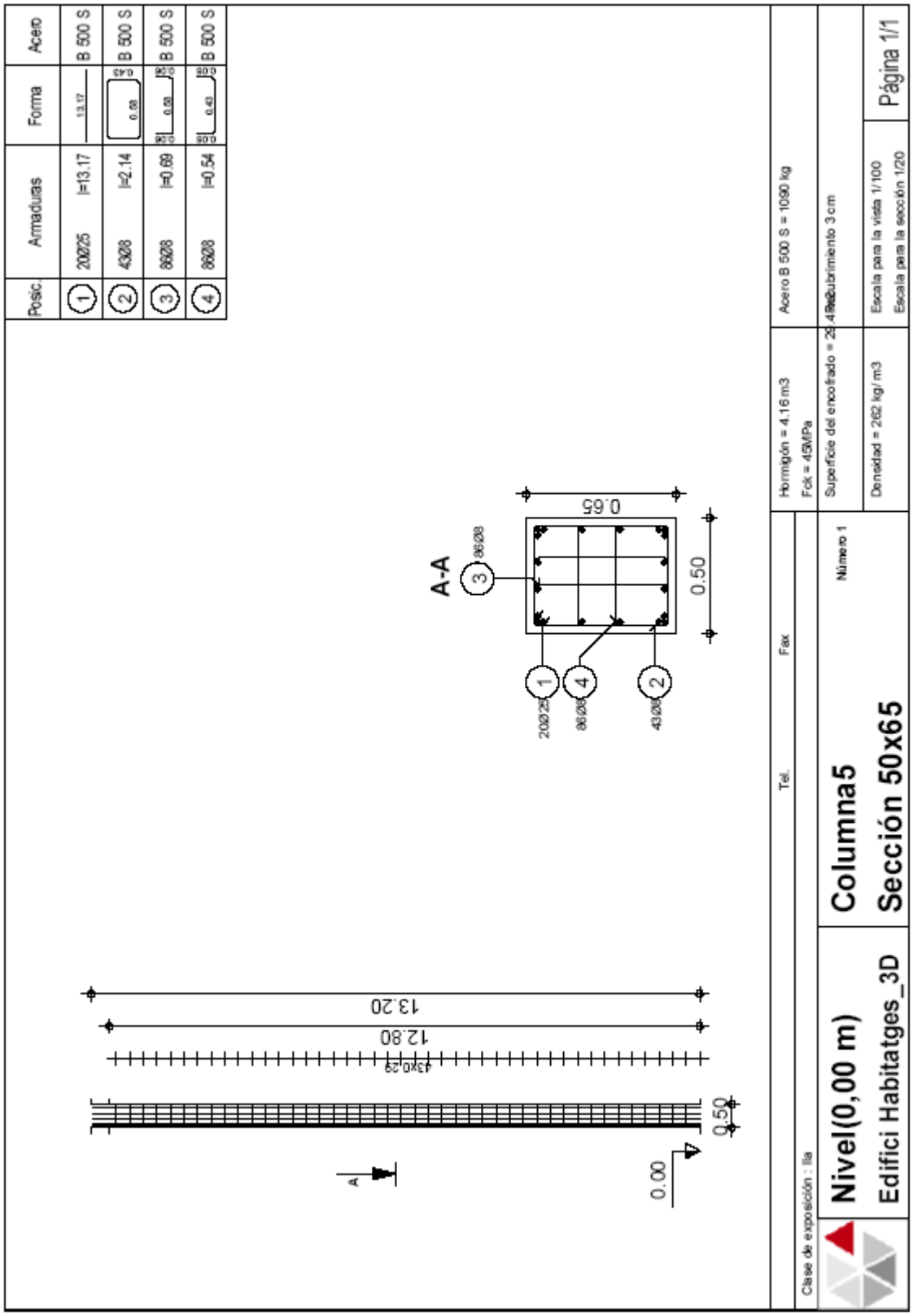
3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 4,16 (m3)

- Superficie de encofrado = 29,44 (m2)

- Acero B 500 S
  - Peso total = 1092,99 (kG)
  - Densidad = 262,74 (kG/m3)
  - Diámetro medio = 17,7 (mm)
  - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
8,0	0,53	0,21	86	18,16
8,0	0,68	0,27	86	23,25
8,0	2,14	0,84	43	36,26
25,0	13,17	50,77	20	1015,32


Posic.
Armaduras
Forma
Acero
1
20Ø25
l=13.17
13.17
B 500 S
2
4Ø8
l=2.14
0.88
B 500 S
3
8Ø8
l=0.89
0.88
B 500 S
4
8Ø8
l=0.54
0.43
B 500 S
A-A
3 8Ø8
1 20Ø25
4 8Ø8
2 4Ø8
0.65
0.50
13.20
12.80
43x0.29
0.50
0.00
A
Hormigón = 4.16 m3
Fck = 45MPa
Acero B 500 S = 1090 kg
Superficie del encofrado = 29.4m2
Recubrimiento 3 cm
Densidad = 262 kg/ m3
Escala para la vista 1/100
Escala para la sección 1/20
Página 1/1
Tel.
Fax
Número 1
Clase de exposición : IIa
Nivel(0,00 m)
Edifici Habitatges_3D
Columna5
Sección 50x65

A.4 NOTA DE CÀLCUL DEL DIMENSIONAMENT DE BIGA O JÀSSERA I LA SEVA ARMADURA AMB DETALL D'ARMAT ADJUNT, DE BIGA DE FORJAT SITUADA EN EL PÒRTIC CENTRAL, REPRESENTATIVA DE TOTES LES BIGUES DE L'ESTRUCTURA.

1 Nivel:

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 13,00 (m)
- Resistencia al fuego : 0 (h)
- Abertura de fisuras admisible : 0,40 (mm)
- Clase del ambiente : I
- Coeficiente de fluencia del hormigón : φ_p = 1,12
- Disposiciones símicas : ausente

2 Viga: Viga1 Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: :HA - 45 f_{ck} = 45,00 (MPa)
  Densidad :2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales :B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales :B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

2.2.1

Tramo	Posición	Ap. Izq. (m)	L (m)	Ap. Der. (m)
P1	**Tramo**	**0,20**	**4,70**	**0,20**

Longitud de cálculo: L_o = 4,90 (m)

Sección de 0,00 a 4,70 (m)
40,0 x 40,0 (cm)
Sin losa izquierda
Sin losa izquierda

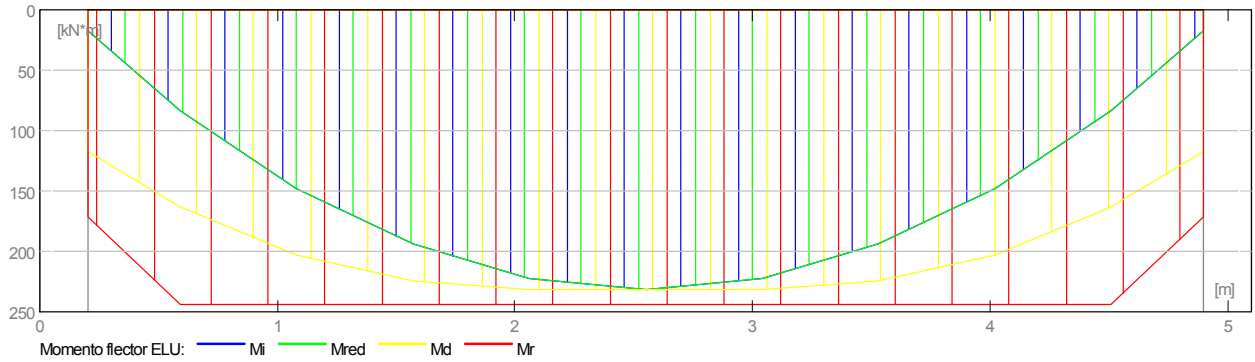
2.3 Opciones de cálculo:

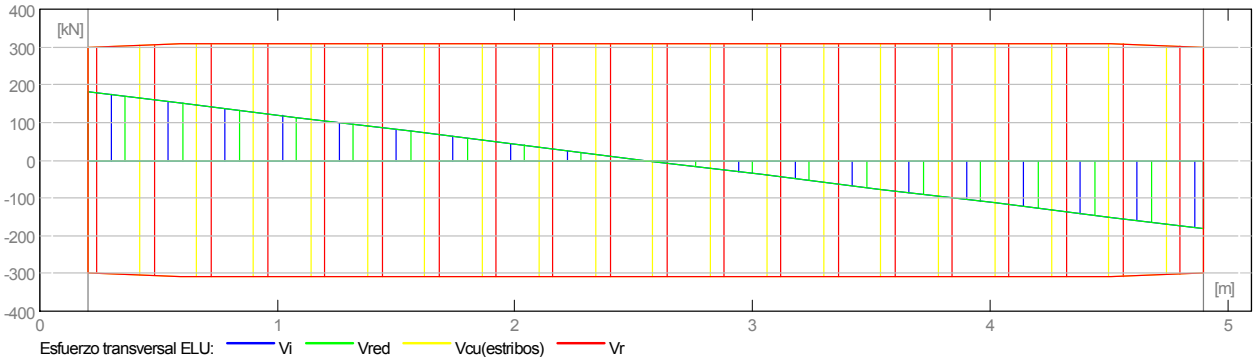
- Regulación de la combinación : CTE
- Cálculos según la norma : EHE 99
- Viga prefabricada : no
- Recubrimiento de la armadura : Armaduras inferioras c = 3,0 (cm)
  : lateral c1= 3,0 (cm)
  : superficial c2= 3,0 (cm)
- Coeficiente β_2 =1.00 : carga de corta duración
- Método de cálculo del cortante : bielas inclinadas
- cot (theta) : 2.00

2.4 Resultados de los cálculos:

2.4.1 Solicitaciones ELU

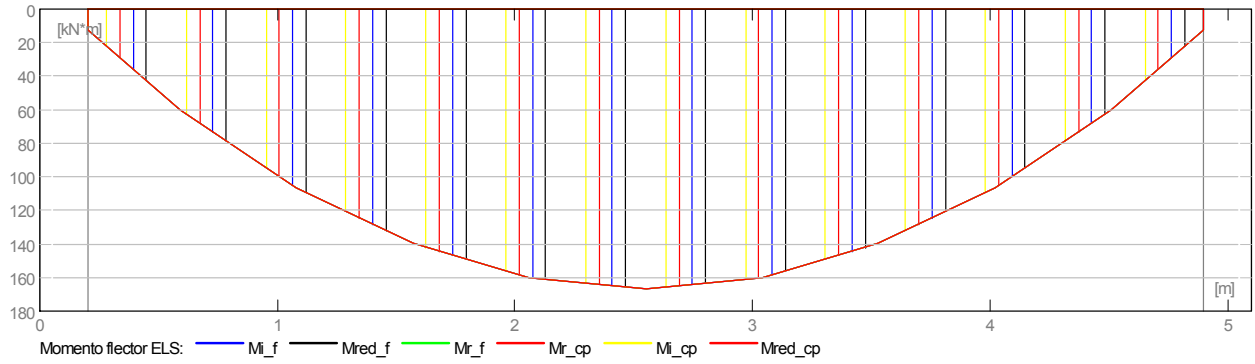
Tramo	Md máx. (kN*m)	Md mín. (kN*m)	Miz (kN*m)	Md (kN*m)	Qiz (kN)	Qd (kN)
P1	231,23	0,00	117,33	117,33	181,06	-181,06

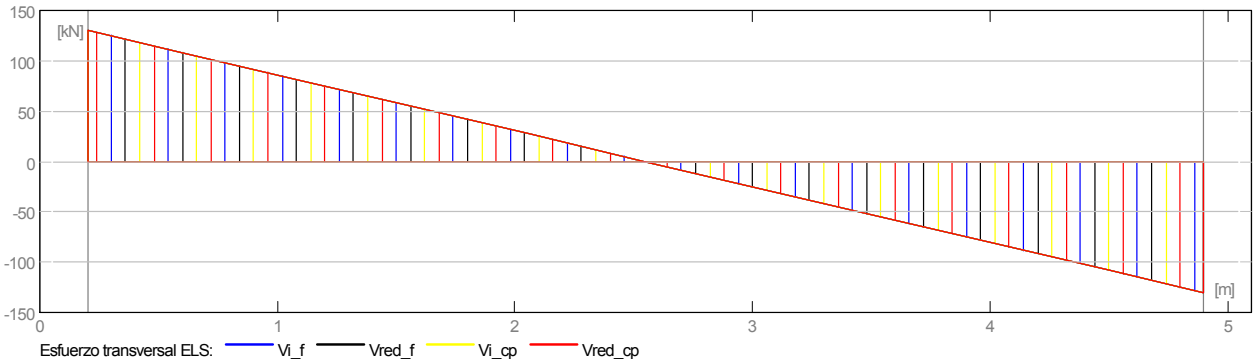




2.4.2 Solicitaciones ELS

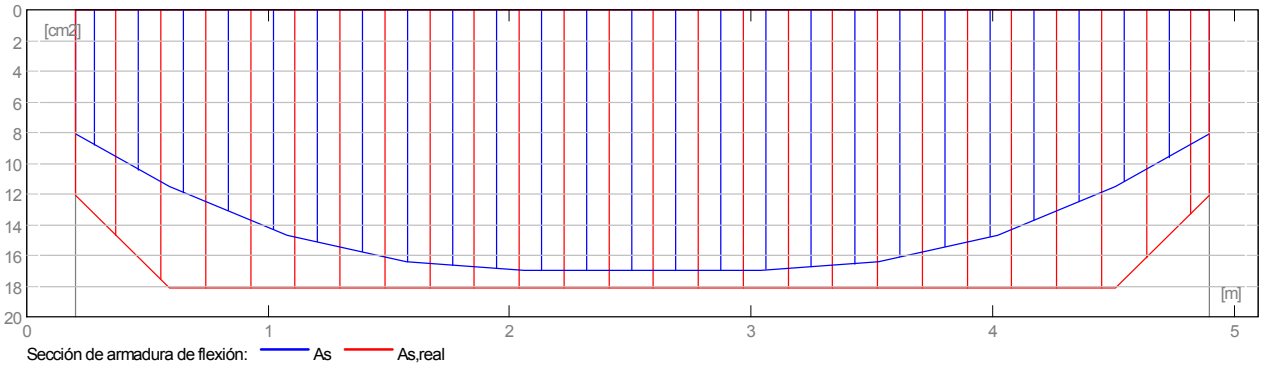
Tramo	Mi máx. (kN*m)	Mi mín. (kN*m)	Miz (kN*m)	Md (kN*m)	Qiz (kN)	Qd (kN)
P1	166,61	0,00	12,24	12,24	130,46	-130,46

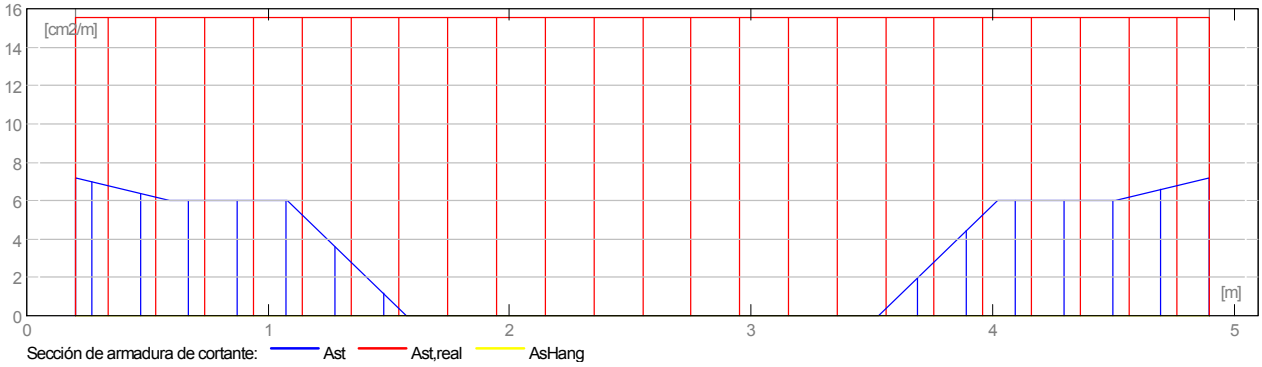




2.4.3 Sección Teórica de Acero

Tramo	Tramo (cm2)		Apoyo izquierdo (cm2)		Apoyo derecho (cm2)	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
P1	16,94	0,00	8,11	0,00	8,11	0,00



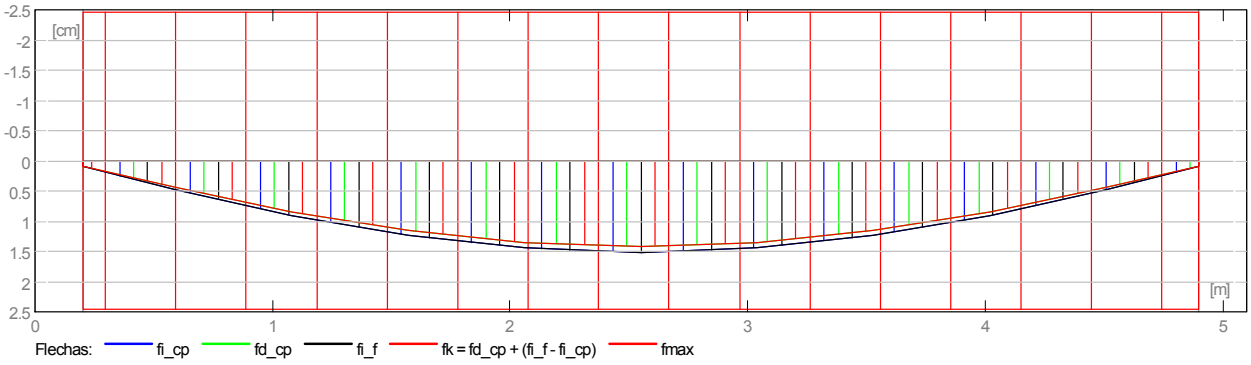


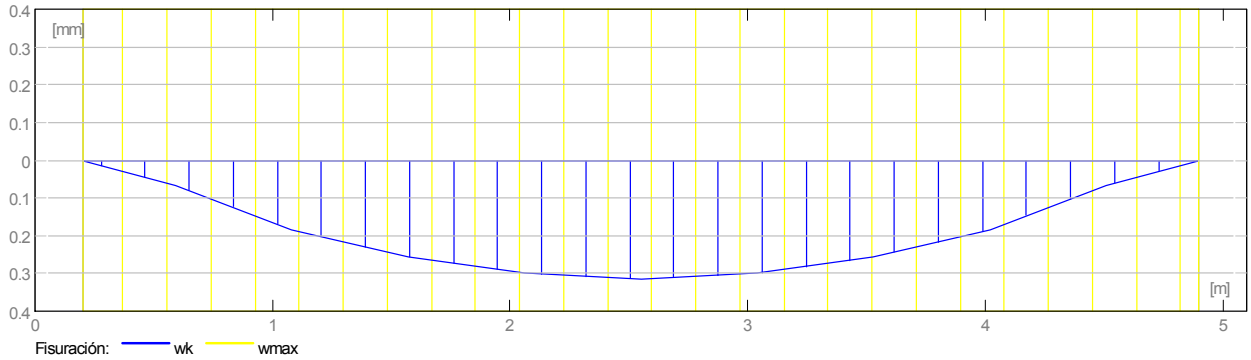
2.4.4 Flecha y fisuración

fi_f - flecha de corta duración debida a la combinación de cargas infrecuentes
fi_cp - flecha de corta duración debida a la combinación cuasipermanente
fd_cp - flecha de larga duración debida a la combinación cuasipermanente
fk - flecha total
fmax - flecha admisible

wk - Abertura de la fisura perpendicular

Tramo	fi_f (cm)	fi_cp (cm)	fd_cp (cm)	fk (cm)	fmax (cm)	wk (mm)
P1	1,5158	1,5158	1,4160	1,4160	2,4500	0,31





2.5 Resultados teóricos - detalles:

2.5.1 P1 : Tramo de 0,20 a 4,90 (m)

Abscisa (m)	ELU M máx. (kN*m)	ELU M mín. (kN*m)	ELS M máx. (kN*m)	ELS M mín. (kN*m)	A inf. (cm2)	A sup. (cm2)
0,20	117,33	0,00	12,24	0,00	8,11	0,00
0,59	162,90	0,00	59,98	0,00	11,51	0,00
1,08	203,18	0,00	106,63	0,00	14,66	0,00
1,57	224,96	0,00	139,96	0,00	16,43	0,00
2,06	231,23	0,00	159,95	0,00	16,94	0,00
2,55	231,23	0,00	166,61	0,00	16,94	0,00
3,04	231,23	0,00	159,95	0,00	16,94	0,00
3,53	224,96	0,00	139,96	0,00	16,43	0,00
4,02	203,18	0,00	106,63	0,00	14,66	0,00
4,51	162,90	0,00	59,98	0,00	11,51	0,00
4,90	117,33	0,00	12,24	0,00	8,11	0,00

Abscisa (m)	ELU V máx. (kN)	ELS V máx. (kN)	afp (mm)	Vrd1 (kN)	Vrd2 (kN)
0,20	181,06	130,46	0,00	7200,00	297,80
0,59	151,01	108,81	0,07	7200,00	309,14
1,08	113,26	81,61	0,18	7200,00	309,14
1,57	75,50	54,40	0,26	7200,00	309,14
2,06	37,75	27,20	0,30	7200,00	309,14
2,55	0,00	0,00	0,31	7200,00	309,14
3,04	-37,75	-27,20	0,30	7200,00	309,14
3,53	-75,50	-54,40	0,26	7200,00	309,14
4,02	-113,26	-81,61	0,18	7200,00	309,14
4,51	-151,01	-108,81	0,07	7200,00	309,14
4,90	-181,06	-130,46	0,00	7200,00	297,80

2.6 Armadura:

2.6.1 P1 : Tramo de 0,20 a 4,90 (m)

Armaduras longitudinales:

- Armaduras inferiores (B 500 S)

  5 ϕ16,0 l = 5,53 de 0,03 a 5,07

4 ϕ16,0 l = 4,90 de 0,10 a 5,00

- Armaduras de montaje (encima) (B 500 S)

5 ϕ12,0 l = 5,04 de 0,03 a 5,07

Armaduras transversales:

- Armaduras principales (B 500 S)

estribos 26 ϕ6,0 l = 1,76
e = 1*-0,10 + 1*0,15 + 23*0,20 + 1*0,15 (m)

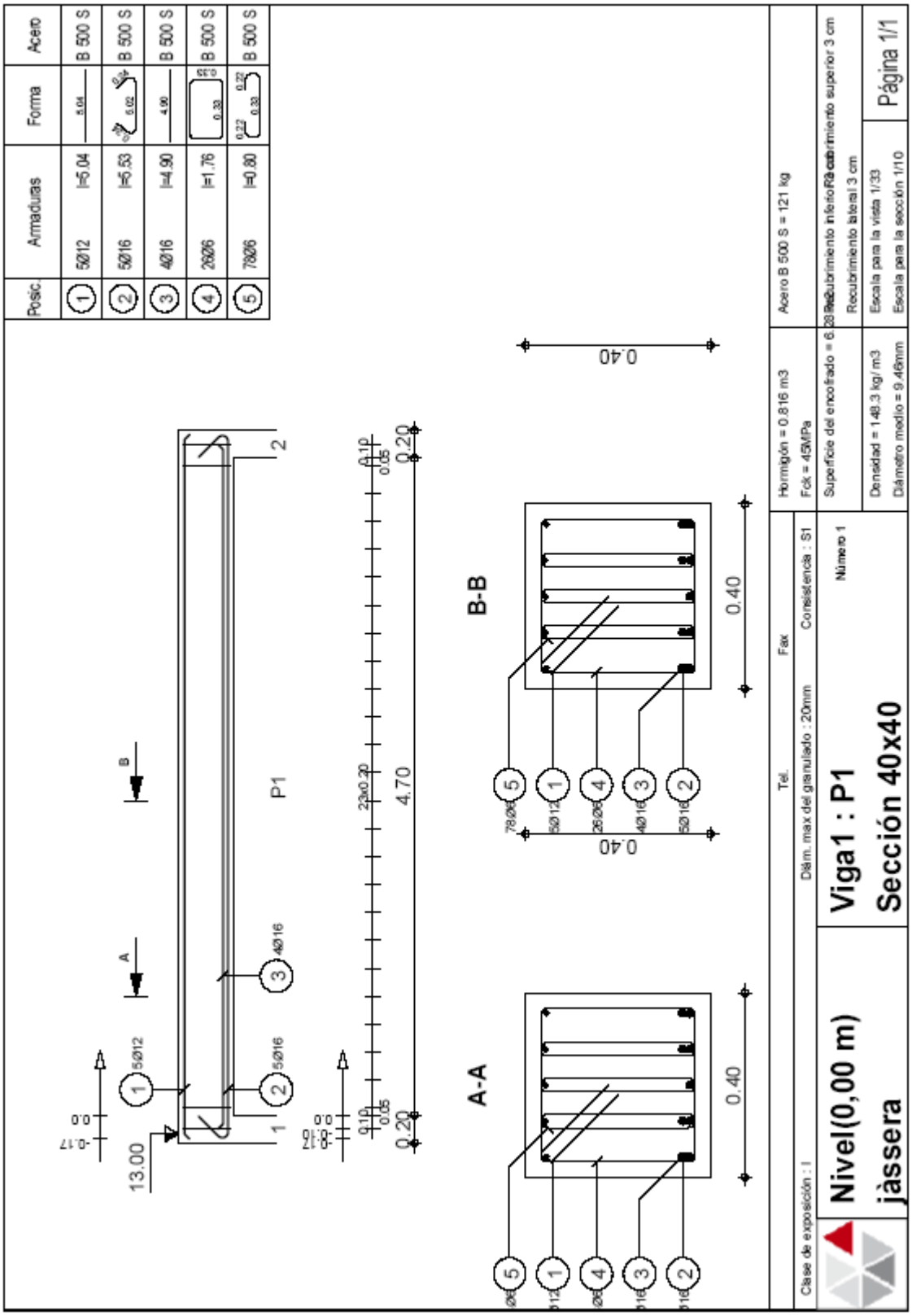
alfileres 78 ϕ6,0 l = 0,80
e = 1*-0,10 + 1*0,15 + 23*0,20 + 1*0,15 (m)

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 0,82 (m3)
- Superficie de encofrado = 6,28 (m2)

- Acero B 500 S
  - Peso total = 120,97 (kG)
  - Densidad = 148,25 (kG/m3)
  - Diámetro medio = 9,5 (mm)
  - Lista según diámetros:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
6,0	0,80	0,18	78	13,82
6,0	1,76	0,39	26	10,14
12,0	5,04	4,48	5	22,38
16,0	4,90	7,74	4	30,95
16,0	5,53	8,74	5	43,68


Posic.
Armaduras
Forma
Acero
1 5Ø12 l=5.04 B 500 S
2 5Ø16 l=5.53 B 500 S
3 4Ø16 l=4.90 B 500 S
4 26Ø6 l=1.76 B 500 S
5 78Ø6 l=0.80 B 500 S
Acero B 500 S = 121 kg
Hormigón = 0.816 m3
Fck = 45MPa
Superficie del encofrado = 6.28m2
Recubrimiento inferior 3 cm
Recubrimiento lateral 3 cm
Recubrimiento superior 3 cm
Densidad = 148.3 kg/ m3
Diámetro medio = 9.46mm
Escala para la vista 1/33
Escala para la sección 1/10
Página 1/1
Tel.
Fax
Diám. max del granulado : 20mm
Consistencia : S1
Número 1
Clase de exposición : I
Nivel(0,00 m)
jàssera
Viga1 : P1
Sección 40x40
P1
A-A
B-B
13.00
4.70
0.40
0.20
0.10
0.05
0.0
-0.17

B CÀLCUL ESTRUCTURAL MODEL 2

B.1 REACCIONS EN LA BASE DELS PILARS PER A LA VALORACIÓ DE LA TRANSLACIONALITAT-INTRANSLACIONALITAT DE L'ESTRUCTURA

- REACCIONS DE PRIMER ORDRE

Nudo	Caso	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
1	18 (C)	21,20>>	0,14	379,81	-0,34	64,56	0,04
1	17 (C)	-16,64<<	-0,08	323,53	0,11	-56,82	-0,04
1	16 (C)	3,12	15,59>>	351,66	-64,96	4,48	-5,08
1	15 (C)	3,1	-11,09<<	351,66	60,73	4,45	1,62
1	14 (C)	14,21	0,1	389,07>>	-0,27	40,87	0,03
1	17 (C)	-16,64	-0,08	323,53<<	0,11	-56,82	-0,04
1	15 (C)	3,1	-11,09	351,66	60,73>>	4,45	1,62
1	16 (C)	3,12	15,59	351,66	-64,96<<	4,48	-5,08
1	18 (C)	21,2	0,14	379,81	-0,34	64,56>>	0,04
1	17 (C)	-16,64	-0,08	323,53	0,11	-56,82<<	-0,04
1	15 (C)	3,1	-11,09	351,66	60,73	4,45	1,62>>
1	16 (C)	3,12	15,59	351,66	-64,96	4,48	-5,08<<
3	18 (C)	28,49>>	0,01	716,02	-0,01	114,92	-0,05
3	17 (C)	-28,53<<	0,01	717,06	-0,01	-113,87	-0,02
3	16 (C)	-0,02	24,17>>	716,55	-82,99	0,52	-0,05
3	15 (C)	-0,02	-16,14<<	716,55	77,2	0,52	-0,03
3	13 (C)	-17,12	0,01	762,22>>	-0,01	-68,07	-0,03
3	18 (C)	28,49	0,01	716,02<<	-0,01	114,92	-0,05
3	15 (C)	-0,02	-16,14	716,55	77,20>>	0,52	-0,03
3	16 (C)	-0,02	24,17	716,55	-82,99<<	0,52	-0,05
3	18 (C)	28,49	0,01	716,02	-0,01	114,92>>	-0,05
3	17 (C)	-28,53	0,01	717,06	-0,01	-113,87<<	-0,02
3	17 (C)	-28,53	0,01	717,06	-0,01	-113,87	-0,02>>
3	18 (C)	28,49	0,01	716,02	-0,01	114,92	-0,05<<
5	18 (C)	16,70>>	-0,11	323,71	0,29	57,46	0,03
5	17 (C)	-21,12<<	0,12	378,96	-0,16	-63,88	-0,05
5	16 (C)	-3,05	15,57>>	351,33	-64,79	-3,83	5,07
5	15 (C)	-3,03	-11,11<<	351,33	60,91	-3,79	-1,62
5	13 (C)	-14,13	0,07	388,39>>	-0,07	-40,15	-0,03
5	18 (C)	16,7	-0,11	323,71<<	0,29	57,46	0,03
5	15 (C)	-3,03	-11,11	351,33	60,91>>	-3,79	-1,62
5	16 (C)	-3,05	15,57	351,33	-64,79<<	-3,83	5,07
5	18 (C)	16,7	-0,11	323,71	0,29	57,46>>	0,03
5	17 (C)	-21,12	0,12	378,96	-0,16	-63,88<<	-0,05
5	16 (C)	-3,05	15,57	351,33	-64,79	-3,83	5,07>>
5	15 (C)	-3,03	-11,11	351,33	60,91	-3,79	-1,62<<
7	18 (C)	53,42>>	-0,17	686,03	0,5	210	0,05
7	17 (C)	-61,64<<	0,16	757,11	-0,17	-222,08	-0,06
7	16 (C)	-6,15	16,03>>	721,56	-123,19	-7,56	-2,8
7	15 (C)	-6,14	-15,98<<	721,56	123,36	-7,53	2,77
7	13 (C)	-39,99	0,09	792,45>>	-0,03	-136,93	-0,04
7	18 (C)	53,42	-0,17	686,03<<	0,5	210	0,05
7	15 (C)	-6,14	-15,98	721,56	123,36>>	-7,53	2,77
7	16 (C)	-6,15	16,03	721,56	-123,19<<	-7,56	-2,8
7	18 (C)	53,42	-0,17	686,03	0,5	210,00>>	0,05
7	17 (C)	-61,64	0,16	757,11	-0,17	-222,08<<	-0,06
7	15 (C)	-6,14	-15,98	721,56	123,36	-7,53	2,77>>
7	16 (C)	-6,15	16,03	721,56	-123,19	-7,56	-2,80<<
9	18 (C)	68,56>>	0,01	1481,02	-0,01	301,69	-0,12
9	17 (C)	-69,09<<	0,01	1483,15	-0,01	-300,14	-0,06
9	16 (C)	-0,26	24,22>>	1482,09	-184,3	0,78	-0,09
9	15 (C)	-0,26	-24,10<<	1482,09	184,03	0,78	-0,1
9	13 (C)	-41,58	0,01	1591,16>>	-0,02	-179,71	-0,08
9	18 (C)	68,56	0,01	1481,02<<	-0,01	301,69	-0,12
9	15 (C)	-0,26	-24,1	1482,09	184,03>>	0,78	-0,1
9	16 (C)	-0,26	24,22	1482,09	-184,30<<	0,78	-0,09
9	18 (C)	68,56	0,01	1481,02	-0,01	301,69>>	-0,12
9	17 (C)	-69,09	0,01	1483,15	-0,01	-300,14<<	-0,06
9	17 (C)	-69,09	0,01	1483,15	-0,01	-300,14	-0,06>>
9	18 (C)	68,56	0,01	1481,02	-0,01	301,69	-0,12<<

Nudo	Caso	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
11	18 (C)	61,78>>	0,19	756,39	-0,54	223,85	0,06
11	17 (C)	-53,33<<	-0,14	683,19	0,14	-208,28	-0,05
11	16 (C)	6,26	16,07>>	719,79	-123,55	9,3	2,79
11	15 (C)	6,25	-15,94<<	719,79	122,99	9,28	-2,77
11	14 (C)	40,12	0,13	791,15>>	-0,43	138,84	0,03
11	17 (C)	-53,33	-0,14	683,19<<	0,14	-208,28	-0,05
11	15 (C)	6,25	-15,94	719,79	122,99>>	9,28	-2,77
11	16 (C)	6,26	16,07	719,79	-123,55<<	9,3	2,79
11	18 (C)	61,78	0,19	756,39	-0,54	223,85>>	0,06
11	17 (C)	-53,33	-0,14	683,19	0,14	-208,28<<	-0,05
11	16 (C)	6,26	16,07	719,79	-123,55	9,3	2,79>>
11	15 (C)	6,25	-15,94	719,79	122,99	9,28	-2,77<<
13	18 (C)	64,48>>	0,02	856,94	-0,2	225,68	0
13	17 (C)	-54,82<<	0,01	784,27	-0,16	-208,79	0
13	16 (C)	7,2	16,00>>	820,6	-123,4	10,21	2,77
13	15 (C)	7,2	-15,97<<	820,6	123,04	10,2	-2,78
13	14 (C)	42,21	0,02	900,78>>	-0,21	140,39	0
13	17 (C)	-54,82	0,01	784,27<<	-0,16	-208,79	0
13	15 (C)	7,2	-15,97	820,6	123,04>>	10,2	-2,78
13	16 (C)	7,2	16	820,6	-123,40<<	10,21	2,77
13	18 (C)	64,48	0,02	856,94	-0,2	225,68>>	0
13	17 (C)	-54,82	0,01	784,27	-0,16	-208,79<<	0
13	16 (C)	7,2	16	820,6	-123,4	10,21	2,77>>
13	15 (C)	7,2	-15,97	820,6	123,04	10,2	-2,78<<
15	18 (C)	68,14>>	0	1668,21	0	300,32	-0,1
15	17 (C)	-68,64<<	0	1670,12	0	-299,78	-0,08
15	16 (C)	-0,25	24,12>>	1669,17	-184,07	0,27	-0,09
15	15 (C)	-0,25	-24,12<<	1669,17	184,07	0,27	-0,1
15	13 (C)	-41,31	0	1794,94>>	0	-179,74	-0,1
15	18 (C)	68,14	0	1668,21<<	0	300,32	-0,1
15	15 (C)	-0,25	-24,12	1669,17	184,07>>	0,27	-0,1
15	16 (C)	-0,25	24,12	1669,17	-184,07<<	0,27	-0,09
15	18 (C)	68,14	0	1668,21	0	300,32>>	-0,1
15	17 (C)	-68,64	0	1670,12	0	-299,78<<	-0,08
15	17 (C)	-68,64	0	1670,12	0	-299,78	-0,08>>
15	14 (C)	40,76	0	1793,79	0	180,32	-0,11<<
17	18 (C)	54,87>>	-0,02	786,35	0,2	209,71	0
17	17 (C)	-64,39<<	-0,02	857,11	0,16	-224,71	0
17	16 (C)	-7,14	15,97>>	821,72	-123,04	-9,26	-2,78
17	15 (C)	-7,14	-16,00<<	821,72	123,4	-9,26	2,77
17	13 (C)	-42,13	-0,02	901,43>>	0,18	-139,35	0
17	18 (C)	54,87	-0,02	786,35<<	0,2	209,71	0
17	15 (C)	-7,14	-16	821,72	123,40>>	-9,26	2,77
17	16 (C)	-7,14	15,97	821,72	-123,04<<	-9,26	-2,78
17	18 (C)	54,87	-0,02	786,35	0,2	209,71>>	0
17	17 (C)	-64,39	-0,02	857,11	0,16	-224,71<<	0
17	15 (C)	-7,14	-16	821,72	123,4	-9,26	2,77>>
17	16 (C)	-7,14	15,97	821,72	-123,04	-9,26	-2,78<<
19	18 (C)	61,73>>	-0,15	757,51	0,13	222,96	-0,06
19	17 (C)	-53,32<<	0,17	686,75	-0,46	-208,91	0,05
19	16 (C)	6,23	15,98>>	722,13	-123,36	8,52	2,77
19	15 (C)	6,25	-16,03<<	722,12	123,19	8,54	-2,8
19	14 (C)	40,08	-0,09	792,96>>	0	137,94	-0,04
19	17 (C)	-53,32	0,17	686,75<<	-0,46	-208,91	0,05
19	15 (C)	6,25	-16,03	722,12	123,19>>	8,54	-2,8
19	16 (C)	6,23	15,98	722,13	-123,36<<	8,52	2,77
19	18 (C)	61,73	-0,15	757,51	0,13	222,96>>	-0,06
19	17 (C)	-53,32	0,17	686,75	-0,46	-208,91<<	0,05
19	16 (C)	6,23	15,98	722,13	-123,36	8,52	2,77>>
19	15 (C)	6,25	-16,03	722,12	123,19	8,54	-2,80<<

Nudo	Caso	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
21	18 (C)	21,14>>	-0,11	378,92	0,14	64,09	-0,05
21	17 (C)	-16,71<<	0,11	322,02	-0,27	-57,21	0,03
21	16 (C)	3,04	11,11>>	350,46	-60,91	4,02	-1,62
21	15 (C)	3,05	-15,56<<	350,46	64,78	4,06	5,07
21	14 (C)	14,14	-0,07	387,95>>	0,06	40,38	-0,03
21	17 (C)	-16,71	0,11	322,02<<	-0,27	-57,21	0,03
21	15 (C)	3,05	-15,56	350,46	64,78>>	4,06	5,07
21	16 (C)	3,04	11,11	350,46	-60,91<<	4,02	-1,62
21	18 (C)	21,14	-0,11	378,92	0,14	64,09>>	-0,05
21	17 (C)	-16,71	0,11	322,02	-0,27	-57,21<<	0,03
21	15 (C)	3,05	-15,56	350,46	64,78	4,06	5,07>>
21	16 (C)	3,04	11,11	350,46	-60,91	4,02	-1,62<<
23	18 (C)	69,24>>	-0,01	1483,62	0,01	301,44	-0,08
23	17 (C)	-68,33<<	-0,01	1481,22	0,01	-300,03	-0,1
23	16 (C)	0,46	24,10>>	1482,43	-184,03	0,71	-0,1
23	15 (C)	0,46	-24,22<<	1482,43	184,3	0,71	-0,09
23	14 (C)	41,77	-0,01	1591,62>>	0,01	181,21	-0,1
23	17 (C)	-68,33	-0,01	1481,22<<	0,01	-300,03	-0,1
23	15 (C)	0,46	-24,22	1482,43	184,30>>	0,71	-0,09
23	16 (C)	0,46	24,1	1482,43	-184,03<<	0,71	-0,1
23	18 (C)	69,24	-0,01	1483,62	0,01	301,44>>	-0,08
23	17 (C)	-68,33	-0,01	1481,22	0,01	-300,03<<	-0,1
23	18 (C)	69,24	-0,01	1483,62	0,01	301,44	-0,08>>
23	13 (C)	-40,77	-0,01	1590,18	0,02	-179,68	-0,11<<
25	18 (C)	28,35>>	-0,01	716,02	0,01	114	-0,03
25	17 (C)	-28,76<<	-0,01	717,9	0,01	-114,77	-0,04
25	16 (C)	-0,21	16,14>>	716,98	-77,2	-0,38	-0,04
25	15 (C)	-0,21	-24,17<<	716,98	82,99	-0,39	-0,03
25	13 (C)	-17,36	-0,01	762,93>>	0,01	-69,05	-0,04
25	18 (C)	28,35	-0,01	716,02<<	0,01	114	-0,03
25	15 (C)	-0,21	-24,17	716,98	82,99>>	-0,39	-0,03
25	16 (C)	-0,21	16,14	716,98	-77,20<<	-0,38	-0,04
25	18 (C)	28,35	-0,01	716,02	0,01	114,00>>	-0,03
25	17 (C)	-28,76	-0,01	717,9	0,01	-114,77<<	-0,04
25	18 (C)	28,35	-0,01	716,02	0,01	114	-0,03>>
25	17 (C)	-28,76	-0,01	717,9	0,01	-114,77	-0,04<<
27	18 (C)	53,43>>	0,13	682,31	-0,09	209,19	-0,06
27	17 (C)	-61,66<<	-0,19	755,47	0,5	-222,74	0,06
27	16 (C)	-6,15	15,94>>	718,89	-122,98	-8,27	-2,77
27	15 (C)	-6,16	-16,07<<	718,89	123,56	-8,3	2,79
27	13 (C)	-40	-0,13	790,16>>	0,4	-137,69	0,03
27	18 (C)	53,43	0,13	682,31<<	-0,09	209,19	-0,06
27	15 (C)	-6,16	-16,07	718,89	123,56>>	-8,3	2,79
27	16 (C)	-6,15	15,94	718,89	-122,98<<	-8,27	-2,77
27	18 (C)	53,43	0,13	682,31	-0,09	209,19>>	-0,06
27	17 (C)	-61,66	-0,19	755,47	0,5	-222,74<<	0,06
27	15 (C)	-6,16	-16,07	718,89	123,56	-8,3	2,79>>
27	16 (C)	-6,15	15,94	718,89	-122,98	-8,27	-2,77<<
29	18 (C)	16,64>>	0,08	324,61	-0,09	57,01	-0,04
29	17 (C)	-21,17<<	-0,14	379,62	0,33	-64,24	0,04
29	16 (C)	-3,08	11,09>>	352,11	-60,73	-4,19	1,62
29	15 (C)	-3,1	-15,59<<	352,11	64,97	-4,23	-5,08
29	13 (C)	-14,18	-0,1	389,17>>	0,26	-40,56	0,03
29	18 (C)	16,64	0,08	324,61<<	-0,09	57,01	-0,04
29	15 (C)	-3,1	-15,59	352,11	64,97>>	-4,23	-5,08
29	16 (C)	-3,08	11,09	352,11	-60,73<<	-4,19	1,62
29	18 (C)	16,64	0,08	324,61	-0,09	57,01>>	-0,04
29	17 (C)	-21,17	-0,14	379,62	0,33	-64,24<<	0,04
29	16 (C)	-3,08	11,09	352,11	-60,73	-4,19	1,62>>
29	15 (C)	-3,1	-15,59	352,11	64,97	-4,23	-5,08<<

- REACCIONS DE SEGON ORDRE

Nudo	Caso	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
1	18	21,07>>	0,14	381,13	-0,35	66,29	0,04
1	17	-16,58<<	-0,09	322,24	0,11	-58,55	-0,04
1	16	3,12	15,71>>	351,68	-75,37	4,51	-5,07
1	15	3,1	-11,22<<	351,68	71,13	4,47	1,61
1	14	14,14	0,1	389,92>>	-0,28	42,01	0,03
1	17	-16,58	-0,09	322,24<<	0,11	-58,55	-0,04
1	15	3,1	-11,22	351,68	71,13>>	4,47	1,61
1	16	3,12	15,71	351,68	-75,37<<	4,51	-5,07
1	18	21,07	0,14	381,13	-0,35	66,29>>	0,04
1	17	-16,58	-0,09	322,24	0,11	-58,55<<	-0,04
1	15	3,1	-11,22	351,68	71,13	4,47	1,61>>
1	16	3,12	15,71	351,68	-75,37	4,51	-5,07<<
3	18	28,37>>	0,01	716	-0,01	118,47	-0,05
3	17	-28,41<<	0,01	717,08	-0,01	-117,36	-0,02
3	16	-0,02	23,79>>	716,56	-95,63	0,55	-0,05
3	15	-0,02	-15,76<<	716,56	89,84	0,55	-0,03
3	13	-17,05	0,01	762,25>>	-0,01	-70,29	-0,03
3	18	28,37	0,01	716,00<<	-0,01	118,47	-0,05
3	15	-0,02	-15,76	716,56	89,84>>	0,55	-0,03
3	16	-0,02	23,79	716,56	-95,63<<	0,55	-0,05
3	18	28,37	0,01	716	-0,01	118,47>>	-0,05
3	17	-28,41	0,01	717,08	-0,01	-117,36<<	-0,02
3	17	-28,41	0,01	717,08	-0,01	-117,36	-0,02>>
3	18	28,37	0,01	716	-0,01	118,47	-0,05<<
5	18	16,64>>	-0,11	322,42	0,3	59,22	0,03
5	17	-20,99<<	0,12	380,22	-0,17	-65,59	-0,05
5	16	-3,05	15,69>>	351,32	-75,18	-3,83	5,06
5	15	-3,03	-11,24<<	351,31	71,32	-3,79	-1,61
5	13	-14,06	0,07	389,20>>	-0,07	-41,25	-0,03
5	18	16,64	-0,11	322,42<<	0,3	59,22	0,03
5	15	-3,03	-11,24	351,31	71,32>>	-3,79	-1,61
5	16	-3,05	15,69	351,32	-75,18<<	-3,83	5,06
5	18	16,64	-0,11	322,42	0,3	59,22>>	0,03
5	17	-20,99	0,12	380,22	-0,17	-65,59<<	-0,05
5	16	-3,05	15,69	351,32	-75,18	-3,83	5,06>>
5	15	-3,03	-11,24	351,31	71,32	-3,79	-1,61<<
7	18	53,69>>	-0,18	684,38	0,52	216,8	0,05
7	17	-61,81<<	0,16	758,72	-0,18	-228,74	-0,06
7	16	-6,15	16,37>>	721,55	-145,43	-7,53	-2,83
7	15	-6,14	-16,31<<	721,55	145,62	-7,5	2,8
7	13	-40,11	0,09	793,48>>	-0,02	-141,2	-0,04
7	18	53,69	-0,18	684,38<<	0,52	216,8	0,05
7	15	-6,14	-16,31	721,55	145,62>>	-7,5	2,8
7	16	-6,15	16,37	721,55	-145,43<<	-7,53	-2,83
7	18	53,69	-0,18	684,38	0,52	216,80>>	0,05
7	17	-61,81	0,16	758,72	-0,18	-228,74<<	-0,06
7	15	-6,14	-16,31	721,55	145,62	-7,5	2,80>>
7	16	-6,15	16,37	721,55	-145,43	-7,53	-2,83<<
9	18	68,52>>	0,01	1480,98	-0,01	311,28	-0,13
9	17	-69,05<<	0,01	1483,2	-0,01	-309,6	-0,07
9	16	-0,26	23,89>>	1482,11	-216,82	0,84	-0,09
9	15	-0,26	-23,77<<	1482,11	216,54	0,84	-0,1
9	13	-41,55	0,01	1591,21>>	-0,02	-185,75	-0,09
9	18	68,52	0,01	1480,98<<	-0,01	311,28	-0,13
9	15	-0,26	-23,77	1482,11	216,54>>	0,84	-0,1
9	16	-0,26	23,89	1482,11	-216,82<<	0,84	-0,09
9	18	68,52	0,01	1480,98	-0,01	311,28>>	-0,13
9	17	-69,05	0,01	1483,2	-0,01	-309,60<<	-0,07
9	17	-69,05	0,01	1483,2	-0,01	-309,6	-0,07>>
9	18	68,52	0,01	1480,98	-0,01	311,28	-0,13<<

Nudo	Caso	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
11	18	61,94>>	0,2	758,08	-0,56	230,61	0,06
11	17	-53,61<<	-0,14	681,52	0,14	-214,99	-0,06
11	16	6,27	16,40>>	719,8	-145,82	9,36	2,82
11	15	6,25	-16,28<<	719,8	145,24	9,34	-2,8
11	14	40,24	0,13	792,24>>	-0,44	143,22	0,03
11	17	-53,61	-0,14	681,52<<	0,14	-214,99	-0,06
11	15	6,25	-16,28	719,8	145,24>>	9,34	-2,8
11	16	6,27	16,4	719,8	-145,82<<	9,36	2,82
11	18	61,94	0,2	758,08	-0,56	230,61>>	0,06
11	17	-53,61	-0,14	681,52	0,14	-214,99<<	-0,06
11	16	6,27	16,4	719,8	-145,82	9,36	2,82>>
11	15	6,25	-16,28	719,8	145,24	9,34	-2,80<<
13	18	64,49>>	0,02	858,62	-0,21	232,31	0
13	17	-54,95<<	0,01	782,6	-0,16	-215,4	0
13	16	7,2	16,14>>	820,61	-145,53	10,25	2,78
13	15	7,2	-16,11<<	820,61	145,16	10,25	-2,79
13	14	42,23	0,02	901,86>>	-0,22	144,68	0
13	17	-54,95	0,01	782,60<<	-0,16	-215,4	0
13	15	7,2	-16,11	820,61	145,16>>	10,25	-2,79
13	16	7,2	16,14	820,61	-145,53<<	10,25	2,78
13	18	64,49	0,02	858,62	-0,21	232,31>>	0
13	17	-54,95	0,01	782,6	-0,16	-215,40<<	0
13	16	7,2	16,14	820,61	-145,53	10,25	2,78>>
13	15	7,2	-16,11	820,61	145,16	10,25	-2,79<<
15	18	67,82>>	0	1668,17	0	309,67	-0,11
15	17	-68,33<<	0	1670,17	0	-309,07	-0,09
15	16	-0,25	23,42>>	1669,19	-216,33	0,3	-0,09
15	15	-0,25	-23,42<<	1669,19	216,33	0,3	-0,1
15	13	-41,1	0	1795,00>>	0	-185,68	-0,1
15	18	67,82	0	1668,17<<	0	309,67	-0,11
15	15	-0,25	-23,42	1669,19	216,33>>	0,3	-0,1
15	16	-0,25	23,42	1669,19	-216,33<<	0,3	-0,09
15	18	67,82	0	1668,17	0	309,67>>	-0,11
15	17	-68,33	0	1670,17	0	-309,07<<	-0,09
15	17	-68,33	0	1670,17	0	-309,07	-0,09>>
15	14	40,55	0	1793,8	0	186,33	-0,11<<
17	18	54,99>>	-0,02	784,71	0,21	216,37	0
17	17	-64,41<<	-0,01	858,73	0,17	-231,29	0
17	16	-7,14	16,10>>	821,72	-145,15	-9,25	-2,79
17	15	-7,14	-16,14<<	821,72	145,53	-9,25	2,78
17	13	-42,15	-0,02	902,47>>	0,19	-143,58	0
17	18	54,99	-0,02	784,71<<	0,21	216,37	0
17	15	-7,14	-16,14	821,72	145,53>>	-9,25	2,78
17	16	-7,14	16,1	821,72	-145,15<<	-9,25	-2,79
17	18	54,99	-0,02	784,71	0,21	216,37>>	0
17	17	-64,41	-0,01	858,73	0,17	-231,29<<	0
17	15	-7,14	-16,14	821,72	145,53	-9,25	2,78>>
17	16	-7,14	16,1	821,72	-145,15	-9,25	-2,79<<
19	18	61,89>>	-0,16	759,14	0,13	229,67	-0,06
19	17	-53,59<<	0,17	685,12	-0,48	-215,65	0,05
19	16	6,23	16,31>>	722,13	-145,62	8,54	2,8
19	15	6,25	-16,36<<	722,13	145,43	8,56	-2,83
19	14	40,2	-0,09	794,01>>	-0,01	142,26	-0,04
19	17	-53,59	0,17	685,12<<	-0,48	-215,65	0,05
19	15	6,25	-16,36	722,13	145,43>>	8,56	-2,83
19	16	6,23	16,31	722,13	-145,62<<	8,54	2,8
19	18	61,89	-0,16	759,14	0,13	229,67>>	-0,06
19	17	-53,59	0,17	685,12	-0,48	-215,65<<	0,05
19	16	6,23	16,31	722,13	-145,62	8,54	2,80>>
19	15	6,25	-16,36	722,13	145,43	8,56	-2,83<<

Nudo	Caso	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
21	18	21,00>>	-0,11	380,23	0,14	65,8	-0,05
21	17	-16,65<<	0,11	320,71	-0,28	-58,95	0,03
21	16	3,04	11,24>>	350,46	-71,32	4,03	-1,61
21	15	3,05	-15,69<<	350,46	75,18	4,07	5,06
21	14	14,07	-0,07	388,79>>	0,05	41,5	-0,03
21	17	-16,65	0,11	320,71<<	-0,28	-58,95	0,03
21	15	3,05	-15,69	350,46	75,18>>	4,07	5,06
21	16	3,04	11,24	350,46	-71,32<<	4,03	-1,61
21	18	21	-0,11	380,23	0,14	65,80>>	-0,05
21	17	-16,65	0,11	320,71	-0,28	-58,95<<	0,03
21	15	3,05	-15,69	350,46	75,18	4,07	5,06>>
21	16	3,04	11,24	350,46	-71,32	4,03	-1,61<<
23	18	69,20>>	-0,01	1483,68	0,01	310,95	-0,09
23	17	-68,29<<	-0,01	1481,18	0,01	-309,53	-0,11
23	16	0,46	23,77>>	1482,45	-216,54	0,71	-0,1
23	15	0,46	-23,89<<	1482,45	216,82	0,71	-0,09
23	14	41,73	-0,01	1591,68>>	0,01	187,31	-0,1
23	17	-68,29	-0,01	1481,18<<	0,01	-309,53	-0,11
23	15	0,46	-23,89	1482,45	216,82>>	0,71	-0,09
23	16	0,46	23,77	1482,45	-216,54<<	0,71	-0,1
23	18	69,2	-0,01	1483,68	0,01	310,95>>	-0,09
23	17	-68,29	-0,01	1481,18	0,01	-309,53<<	-0,11
23	18	69,2	-0,01	1483,68	0,01	310,95	-0,09>>
23	13	-40,74	-0,01	1590,17	0,02	-185,77	-0,11<<
25	18	28,23>>	-0,01	715,98	0,01	117,51	-0,03
25	17	-28,64<<	-0,01	717,95	0,01	-118,29	-0,04
25	16	-0,21	15,76>>	716,98	-89,84	-0,39	-0,04
25	15	-0,21	-23,79<<	716,98	95,63	-0,39	-0,03
25	13	-17,29	-0,01	762,97>>	0,01	-71,31	-0,04
25	18	28,23	-0,01	715,98<<	0,01	117,51	-0,03
25	15	-0,21	-23,79	716,98	95,63>>	-0,39	-0,03
25	16	-0,21	15,76	716,98	-89,84<<	-0,39	-0,04
25	18	28,23	-0,01	715,98	0,01	117,51>>	-0,03
25	17	-28,64	-0,01	717,95	0,01	-118,29<<	-0,04
25	18	28,23	-0,01	715,98	0,01	117,51	-0,03>>
25	17	-28,64	-0,01	717,95	0,01	-118,29	-0,04<<
27	18	53,70>>	0,14	680,62	-0,09	215,94	-0,06
27	17	-61,83<<	-0,19	757,15	0,52	-229,44	0,06
27	16	-6,15	16,28>>	718,89	-145,24	-8,28	-2,8
27	15	-6,16	-16,41<<	718,89	145,82	-8,31	2,82
27	13	-40,12	-0,13	791,23>>	0,42	-142,01	0,03
27	18	53,7	0,14	680,62<<	-0,09	215,94	-0,06
27	15	-6,16	-16,41	718,89	145,82>>	-8,31	2,82
27	16	-6,15	16,28	718,89	-145,24<<	-8,28	-2,8
27	18	53,7	0,14	680,62	-0,09	215,94>>	-0,06
27	17	-61,83	-0,19	757,15	0,52	-229,44<<	0,06
27	15	-6,16	-16,41	718,89	145,82	-8,31	2,82>>
27	16	-6,15	16,28	718,89	-145,24	-8,28	-2,80<<
29	18	16,59>>	0,08	323,34	-0,09	58,75	-0,04
29	17	-21,03<<	-0,14	380,89	0,33	-65,95	0,04
29	16	-3,08	11,21>>	352,11	-71,12	-4,21	1,61
29	15	-3,1	-15,71<<	352,11	75,37	-4,24	-5,07
29	13	-14,1	-0,1	389,99>>	0,26	-41,67	0,03
29	18	16,59	0,08	323,34<<	-0,09	58,75	-0,04
29	15	-3,1	-15,71	352,11	75,37>>	-4,24	-5,07
29	16	-3,08	11,21	352,11	-71,12<<	-4,21	1,61
29	18	16,59	0,08	323,34	-0,09	58,75>>	-0,04
29	17	-21,03	-0,14	380,89	0,33	-65,95<<	0,04
29	16	-3,08	11,21	352,11	-71,12	-4,21	1,61>>
29	15	-3,1	-15,71	352,11	75,37	-4,24	-5,07<<

B.2 NOTA DE CÀLCUL DEL DIMENSIONAMENT DE PILAR I LA SEVA ARMADURA AMB DETALL D'ARMAT ADJUNT, DELS PILARS REPRESENTATIUS DE CADASCUNA DE LES TIPOLOGIES.

- COLUMNA 6 – REPRESENTATIVA DELS PILARS TIPUS LATERALS
- COLUMNA 1 – REPRESENTATIVA DELS PILARS TIPUS CANTONADA
- COLUMNA 2 – REPRESENTATIVA DELS PILARS TIPUS FRONTALS
- COLUMNA 5 – REPRESENTATIVA DELS PILARS TIPUS CENTRALS

1 Nivel:

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 0 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna6 Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : HA - 45 f_{ck} = 45,00 (MPa)
  Densidad : 2447,32 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo 45,0 x 60,0 (cm)
2.2.2 Altura: L = 13,20 (m)
2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
2.2.4 Altura de la viga = 0,40 (m)
2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 3,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
COMB1	de cálculo	6	1,00	769,19	15,97	-10,10	0,00	73,69
COMB2	de cálculo	6	1,00	769,19	15,97	-10,11	0,12	-74,23
COMB3	de cálculo	6	1,00	747,23	8,33	120,44	0,07	-0,02
COMB4	de cálculo	6	1,00	791,15	23,64	-138,84	0,04	-0,43
COMB5	de cálculo	6	1,00	719,79	15,12	-9,28	-0,05	122,99
COMB6	de cálculo	6	1,00	719,79	15,12	-9,30	0,15	-123,55
COMB7	de cálculo	6	1,00	683,19	2,38	208,28	0,08	0,14
COMB8	de cálculo	6	1,00	756,39	27,89	-223,85	0,02	-0,54
COMB9	de cálculo	6	1,00	724,44	15,64	-9,28	-0,01	73,71
COMB10	de cálculo	6	1,00	724,44	15,63	-9,29	0,11	-74,22
COMB11	de cálculo	6	1,00	702,48	7,99	121,26	0,07	0,00
COMB12	de cálculo	6	1,00	746,40	23,30	-138,02	0,03	-0,41
COMB13	de cálculo	6	1,00	544,40	29,25	-256,12	-0,06	-57,26
COMB14	de cálculo	6	1,00	544,36	29,25	-256,11	0,03	56,06
COMB15	de cálculo	6	1,00	454,11	-8,68	268,35	0,04	-56,34
COMB16	de cálculo	6	1,00	454,07	-8,68	268,36	0,13	56,97
COMB17	de cálculo	6	1,00	670,21	19,88	-59,60	-0,15	-168,67
COMB18	de cálculo	6	1,00	483,94	3,96	74,23	-0,12	-168,32
COMB19	de cálculo	6	1,00	514,53	16,61	-61,48	0,20	168,01
COMB20	de cálculo	6	1,00	483,78	3,96	74,25	0,23	168,31

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB15 (B)
Esfuerzos seccionales:
Nsd = 454,11 (kN) Msdy = 268,35 (kN*m) Msdz = -56,34 (kN*m)
Esfuerzos dimensionantes:
Nudo inferior
N = 454,11 (kN) N*etotz = 586,50 (kN*m) N*etoty= -206,95 (kN*m)

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	59,1 (cm)	-12,4 (cm)
mínimo	emin:	3,0 (cm)	3,0 (cm)
inicial	ee:	59,1 (cm)	3,0 (cm)
II orden	ea:	59,1 (cm)	-29,5 (cm)
total	etot:	129,2 (cm)	-45,6 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	101,32	35,00	Columna esbelta

λ > 100 Método general

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 268,35 (kN*m) M1 = -8,68 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = 268,35 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = 59,1 (cm)
emin = 3,0 (cm)
ee = max(ee;emin) = 59,1 (cm)
ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi\left(e_e + 0{,}1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}}\right)$$

lo = 17,55 (m)

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0{,}3|}$$

d-d' = 49,1 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)

$$\alpha = 4\beta \frac{e_e(d-d') + 0{,}1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,14
is = 23,0 (cm)
α = 6,76
ν = Nd/(Ac*fcd) = 0,06
Nd = 454,11 (kN)
Ac = 0,27 (m2)
fcd = 30,00 (MPa)
1/r = 0,01

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g}{(1-1.4\nu_g)} \frac{e_e}{l_0^2}$$

φ = 1,12
νg = Nsg*lo^2 / (10Ec*Ic) = 0,06
Nsg = 454,11 (kN)
Ec = 30233,59 (MPa)
Ic = 810000,0 (cm4)
1 / rf = 0,00
1/rtot = 1/r + 1/rf = 0,01

$$\Psi = 1 + 0{,}2\frac{\beta 10^{-6}}{\varepsilon_y i_c \frac{1}{r}}$$

ic = 17,3 (cm)
Ψ = 1,09

ea = 59,1 (cm)
etot = Ψ(ee + ea) = 129,2 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	135,10	35,00	Columna esbelta

λ > 100 Método general

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

M2 = 0,04 (kN*m) M1 = -56,34 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -56,34 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = -12,4 (cm)
emin = 3,0 (cm)
ee = max(ee;emin) = 3,0 (cm)
ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi\left(e_e + 0{,}1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}}\right)$$

lo = 17,55 (m)

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d - d'}\frac{1 + \alpha\nu}{1 + \alpha\nu + 2|\nu - 0{,}3|}$$

d-d' = 34,1 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)

$$\alpha = 4\beta\frac{e_e(d - d') + 0{,}1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d - d')^2}$$

β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,14
is = 16,0 (cm)
α = 4,28
ν = Nd/(Ac*fcd) = 0,06
Nd = 454,11 (kN)
Ac = 0,27 (m2)
fcd = 30,00 (MPa)
1/r = 0,01

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g}{(1 - 1.4\nu_g)}\frac{e_e}{l_0^2}$$

φ = 1,12
νg = Nsg*lo^2 / (10Ec*Ic) = 0,10
Nsg = 454,11 (kN)
Ec = 30233,59 (MPa)
Ic = 455625,0 (cm4)
1 / rf = 0,00
1/rtot = 1/r + 1/rf = 0,01

$$\Psi = 1 + 0{,}2\frac{\beta 10^{-6}}{\varepsilon_y i_c \frac{1}{r}}$$

ic = 13,0 (cm)
Ψ = 1,09

ea = -29,5 (cm)
etot = Ψ(ee + ea) = -45,6 (cm)

2.5.2 Armadura:

sección de acero real Asr = 50,27 (cm2)
Densidad del armado: ρ = 1,86 %

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 16 ϕ20,0 l = 13,17 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

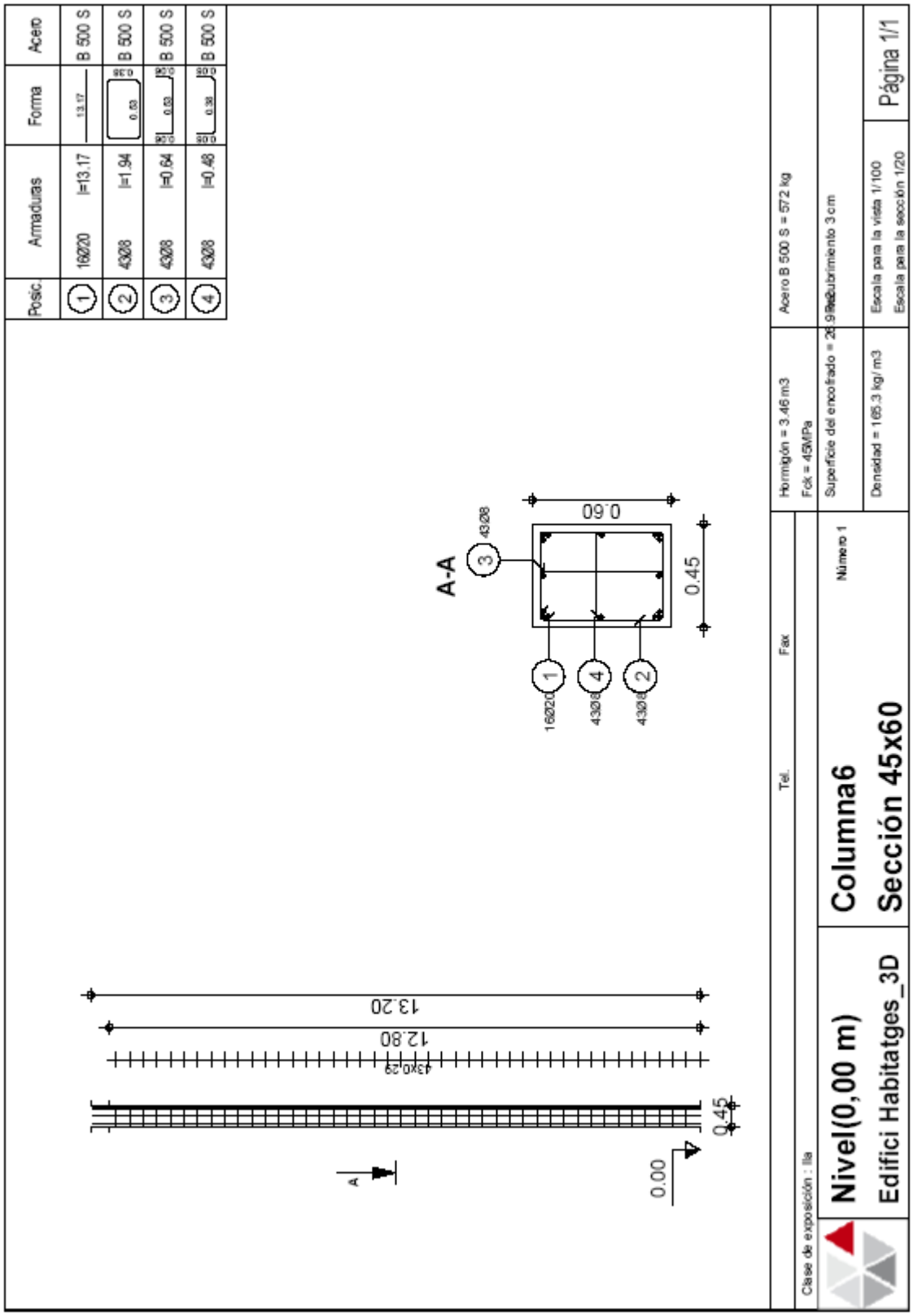
Estribos	43 ϕ8,0	l = 1,94 (m)
alfileres	43 ϕ8,0	l = 0,63 (m)
	43 ϕ8,0	l = 0,48 (m)

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 3,46 (m3)
- Superficie de encofrado = 26,88 (m2)

- Acero B 500 S
  - Peso total = 571,72 (kG)
  - Densidad = 165,43 (kG/m3)
  - Diámetro medio = 15,4 (mm)
  - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
8,0	0,48	0,19	43	8,23
8,0	0,63	0,25	43	10,77
8,0	1,94	0,76	43	32,87
20,0	13,17	32,49	16	519,84


Posic.
Armaduras
Forma
Acero
1 16Ø20 l=13.17 13.17 B 500 S
2 4Ø8 l=1.94 0.03 0.03 B 500 S
3 4Ø8 l=0.64 0.03 0.03 B 500 S
4 4Ø8 l=0.48 0.03 0.03 B 500 S
A-A
4Ø8
0.60
0.45
16Ø20
4Ø8
4Ø8
13.20
12.80
43x0.29
0.45
0.00
A
Hormigón = 3.46 m3
Fck = 45MPa
Acero B 500 S = 572 kg
Superficie del encofrado = 28.98 m2
Recubrimiento 3 cm
Densidad = 165.3 kg/ m3
Escala para la vista 1/100
Escala para la sección 1/20
Página 1/1
Tel.
Fax
Número 1
Clase de exposición : IIa
Nivel(0,00 m)
Edifici Habitatges_3D
Columna6
Sección 45x60

1 Nivel:

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 0 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna1 Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : HA - 45 f_{ck} = 45,00 (MPa)
  Densidad : 2447,32 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo 40,0 x 40,0 (cm)
2.2.2 Altura: L = 13,20 (m)
2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
2.2.4 Altura de la viga = 0,40 (m)
2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 3,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
COMB1	de cálculo	1	1,00	372,19	10,30	-4,81	0,09	36,38
COMB2	de cálculo	1	1,00	372,19	10,30	-4,83	-0,13	-39,04
COMB3	de cálculo	1	1,00	355,30	3,17	31,95	0,07	0,00
COMB4	de cálculo	1	1,00	389,07	17,46	-40,87	0,03	-0,27
COMB5	de cálculo	1	1,00	351,66	9,80	-4,45	0,12	60,73
COMB6	de cálculo	1	1,00	351,66	9,80	-4,48	-0,25	-64,96
COMB7	de cálculo	1	1,00	323,53	-2,08	56,82	0,08	0,11
COMB8	de cálculo	1	1,00	379,81	21,74	-64,56	0,01	-0,34
COMB9	de cálculo	1	1,00	353,60	10,09	-4,45	0,09	36,39
COMB10	de cálculo	1	1,00	353,60	10,09	-4,47	-0,13	-39,03
COMB11	de cálculo	1	1,00	336,72	2,96	32,31	0,07	0,01
COMB12	de cálculo	1	1,00	370,49	17,25	-40,51	0,02	-0,26
COMB13	de cálculo	1	1,00	281,43	24,56	-69,46	-0,08	-26,85
COMB14	de cálculo	1	1,00	281,42	24,56	-69,45	0,02	26,18
COMB15	de cálculo	1	1,00	211,37	-11,06	75,42	0,04	-26,35
COMB16	de cálculo	1	1,00	211,36	-11,06	75,43	0,14	26,68
COMB17	de cálculo	1	1,00	336,58	14,86	-14,69	-0,13	-78,44
COMB18	de cálculo	1	1,00	234,49	0,81	21,77	-0,10	-78,24
COMB19	de cálculo	1	1,00	258,30	12,68	-15,60	0,13	77,40
COMB20	de cálculo	1	1,00	234,46	0,80	21,79	0,17	77,58

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB8 (B)
Esfuerzos seccionales:

Nsd = 379,81 (kN) Msdy = -64,56 (kN*m) Msdz = -0,34 (kN*m)
Esfuerzos dimensionantes:
Nudo inferior
N = 379,81 (kN) N*etotz = -226,63 (kN*m) N*etoty= -148,49 (kN*m)

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	-17,0 (cm)	-0,1 (cm)
mínimo	emin:	2,0 (cm)	2,0 (cm)
inicial	ee:	2,0 (cm)	2,0 (cm)
II orden	ea:	-38,8 (cm)	-34,5 (cm)
total	etot:	-59,7 (cm)	-39,1 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	151,99	35,00	Columna esbelta

λ > 100 Método general

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 21,74 (kN*m) M1 = -64,56 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -64,56 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = -17,0 (cm)
emin = 2,0 (cm)
ee = max(ee;emin) = 2,0 (cm)
ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi\left(e_e + 0{,}1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}}\right)$$

lo = 17,55 (m)

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0{,}3|}$$

d-d' = 29,2 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)

$$\alpha = 4\beta \frac{e_e(d-d') + 0{,}1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00
is = 14,6 (cm)
α = 5,47
ν = Nd/(Ac*fcd) = 0,08
Nd = 379,81 (kN)
Ac = 0,16 (m2)
fcd = 30,00 (MPa)
1/r = 0,01

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g}{(1-1.4\nu_g)} \frac{e_e}{l_0^2}$$

φ = 1,12
νg = Nsg*lo^2 / (10Ec*Ic) = 0,18
Nsg = 379,81 (kN)
Ec = 30233,59 (MPa)
Ic = 213333,3 (cm4)
1 / rf = 0,00
1/rtot = 1/r + 1/rf = 0,01

$$\Psi = 1 + 0{,}2\frac{\beta 10^{-6}}{\varepsilon_y i_c \frac{1}{r}}$$

ic = 11,5 (cm)
Ψ = 1,07

ea = -38,8 (cm)
etot = Ψ(ee + ea) = -59,7 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	151,99	35,00	Columna esbelta

λ > 100 Método general

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

M2 = 0,01 (kN*m) M1 = -0,34 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -0,34 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = -0,1 (cm)
emin = 2,0 (cm)
ee = max(ee;emin) = 2,0 (cm)
ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi\left(e_e + 0{,}1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}}\right)$$

lo = 17,55 (m)

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d - d'}\frac{1 + \alpha\nu}{1 + \alpha\nu + 2|\nu - 0{,}3|}$$

d-d' = 29,2 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)

$$\alpha = 4\beta\frac{e_e(d - d') + 0{,}1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d - d')^2}$$

β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00
is = 14,6 (cm)
α = 3,42
ν = Nd/(Ac*fcd) = 0,08
Nd = 379,81 (kN)
Ac = 0,16 (m2)
fcd = 30,00 (MPa)
1/r = 0,01

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g}{(1 - 1.4\nu_g)}\frac{e_e}{l_0^2}$$

φ = 1,12
νg = Nsg*lo^2 / (10Ec*Ic) = 0,18
Nsg = 379,81 (kN)
Ec = 30233,59 (MPa)
Ic = 213333,3 (cm4)
1 / rf = 0,00
1/rtot = 1/r + 1/rf = 0,01

$$\Psi = 1 + 0{,}2\frac{\beta 10^{-6}}{\varepsilon_y i_c \frac{1}{r}}$$

ic = 11,5 (cm)
Ψ = 1,07

ea = -34,5 (cm)
etot = Ψ(ee + ea) = -39,1 (cm)

2.5.2 Armadura:

sección de acero real Asr = 32,17 (cm2)
Densidad del armado: ρ = 2,01 %

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 4 ϕ32,0 l = 13,17 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos 43 ϕ8,0 l = 1,44 (m)

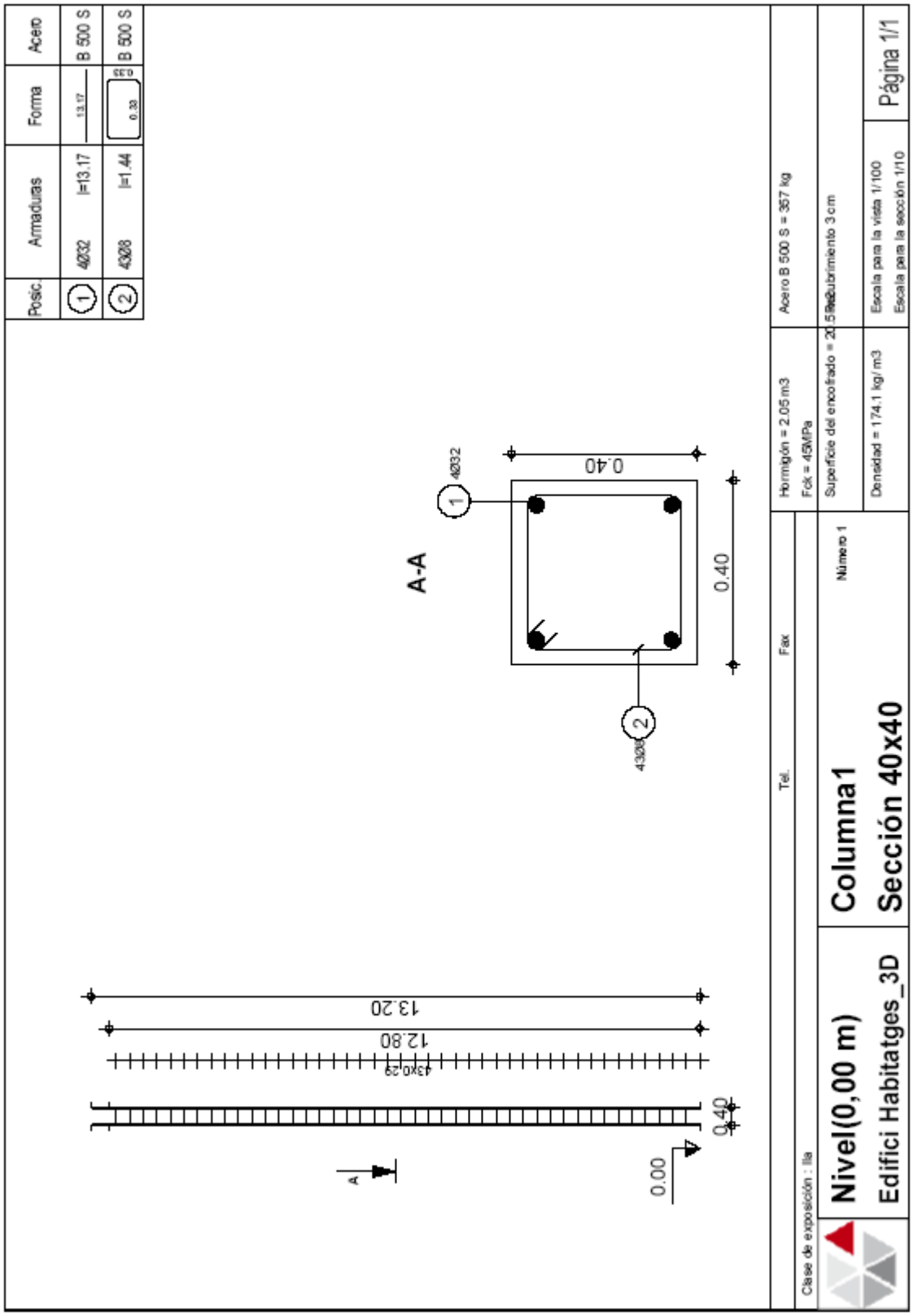
alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 2,05 (m3)
- Superficie de encofrado = 20,48 (m2)

- Acero B 500 S
  - Peso total = 357,08 (kG)
  - Densidad = 174,36 (kG/m3)
  - Diámetro medio = 19,0 (mm)
  - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
8,0	1,44	0,57	43	24,38
32,0	13,17	83,18	4	332,70


Posic.
Armaduras
Forma
Acero
1
4Ø32
l=13.17
13.17
B 500 S
2
4Ø8
l=1.44
0.33
B 500 S
A-A
4Ø32
4Ø8
0.40
0.40
13.20
12.80
43x0.29
0.40
0.00
A
Hormigón = 2.05 m3
Fck = 45MPa
Acero B 500 S = 357 kg
Superficie del encofrado = 20.58 m2
Recubrimiento 3 cm
Densidad = 174.1 kg/ m3
Escala para la vista 1/100
Escala para la sección 1/10
Página 1/1
Tel.
Fax
Número 1
Clase de exposición : IIa
Nivel(0,00 m)
Edifici Habitatges_3D
Columna1
Sección 40x40

1 Nivel:

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 0 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna2 Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : HA - 45 f_{ck} = 45,00 (MPa)
  Densidad : 2447,32 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo 40,0 x 50,0 (cm)
2.2.2 Altura: L = 13,20 (m)
2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
2.2.4 Altura de la viga = 0,40 (m)
2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 3,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
COMB1	de cálculo	2	1,00	761,92	0,28	-0,57	-0,08	46,31
COMB2	de cálculo	2	1,00	761,92	0,28	-0,57	0,36	-49,80
COMB3	de cálculo	2	1,00	762,22	-14,47	68,07	0,01	-0,01
COMB4	de cálculo	2	1,00	761,60	15,04	-69,21	0,01	-0,01
COMB5	de cálculo	2	1,00	716,55	0,26	-0,52	-0,14	77,20
COMB6	de cálculo	2	1,00	716,55	0,26	-0,52	0,59	-82,99
COMB7	de cálculo	2	1,00	717,06	-24,34	113,87	0,01	-0,01
COMB8	de cálculo	2	1,00	716,02	24,86	-114,92	0,01	-0,01
COMB9	de cálculo	2	1,00	720,91	0,26	-0,52	-0,08	46,31
COMB10	de cálculo	2	1,00	720,91	0,26	-0,52	0,36	-49,80
COMB11	de cálculo	2	1,00	721,21	-14,50	68,11	0,01	-0,01
COMB12	de cálculo	2	1,00	720,59	15,02	-69,16	0,01	-0,01
COMB13	de cálculo	2	1,00	500,33	36,36	-145,07	-0,09	-33,28
COMB14	de cálculo	2	1,00	500,32	36,36	-145,06	0,11	33,25
COMB15	de cálculo	2	1,00	498,77	-36,00	145,78	-0,09	-33,27
COMB16	de cálculo	2	1,00	498,76	-36,00	145,78	0,11	33,26
COMB17	de cálculo	2	1,00	656,97	12,32	-37,45	-0,35	-98,04
COMB18	de cálculo	2	1,00	499,35	-11,90	38,26	-0,35	-98,03
COMB19	de cálculo	2	1,00	499,74	12,26	-37,54	0,44	97,05
COMB20	de cálculo	2	1,00	499,33	-11,91	38,27	0,44	97,06

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB17 (B)
Esfuerzos seccionales:

Nsd = 656,97 (kN) Msdy = -37,45 (kN*m) Msdz = -98,04 (kN*m)
Esfuerzos dimensionantes:
Nudo inferior
N = 656,97 (kN) N*etotz = -238,61 (kN*m) N*etoty= -409,03 (kN*m)

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	-5,7 (cm)	-14,9 (cm)
mínimo	emin:	2,5 (cm)	2,5 (cm)
inicial	ee:	2,5 (cm)	2,5 (cm)
II orden	ea:	-28,1 (cm)	-43,6 (cm)
total	etot:	-36,3 (cm)	-62,3 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	121,59	35,00	Columna esbelta

λ > 100 Método general

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 12,32 (kN*m) M1 = -37,45 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -37,45 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = -5,7 (cm)
emin = 2,5 (cm)
ee = max(ee;emin) = 2,5 (cm)
ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi\left(e_e + 0{,}1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}}\right)$$

lo = 17,55 (m)

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0{,}3|}$$

d-d' = 38,2 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)

$$\alpha = 4\beta \frac{e_e(d-d') + 0{,}1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,03
is = 18,8 (cm)
α = 2,52
ν = Nd/(Ac*fcd) = 0,11
Nd = 656,97 (kN)
Ac = 0,20 (m2)
fcd = 30,00 (MPa)
1/r = 0,01

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g}{(1-1.4\nu_g)} \frac{e_e}{l_0^2}$$

φ = 1,12
νg = Nsg*lo^2 / (10Ec*Ic) = 0,16
Nsg = 656,97 (kN)
Ec = 30233,59 (MPa)
Ic = 416666,7 (cm4)
1 / rf = 0,00
1/rtot = 1/r + 1/rf = 0,01

$$\Psi = 1 + 0{,}2\frac{\beta 10^{-6}}{\varepsilon_y i_c \frac{1}{r}}$$

ic = 14,4 (cm)
Ψ = 1,08

ea = -28,1 (cm)
etot = Ψ(ee + ea) = -36,3 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	151,99	35,00	Columna esbelta

λ > 100 Método general

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

M2 = -0,35 (kN*m) M1 = -98,04 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -98,04 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = -14,9 (cm)
emin = 2,5 (cm)
ee = max(ee;emin) = 2,5 (cm)
ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi\left(e_e + 0{,}1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}}\right)$$

lo = 17,55 (m)

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d - d'}\frac{1 + \alpha\nu}{1 + \alpha\nu + 2|\nu - 0{,}3|}$$

d-d' = 28,2 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)

$$\alpha = 4\beta\frac{e_e(d - d') + 0{,}1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d - d')^2}$$

β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00
is = 14,2 (cm)
α = 5,50
ν = Nd/(Ac*fcd) = 0,11
Nd = 656,97 (kN)
Ac = 0,20 (m2)
fcd = 30,00 (MPa)
1/r = 0,01

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g}{(1 - 1.4\nu_g)}\frac{e_e}{l_0^2}$$

φ = 1,12
νg = Nsg*lo^2 / (10Ec*Ic) = 0,25
Nsg = 656,97 (kN)
Ec = 30233,59 (MPa)
Ic = 266666,7 (cm4)
1 / rf = 0,00
1/rtot = 1/r + 1/rf = 0,01

$$\Psi = 1 + 0{,}2\frac{\beta 10^{-6}}{\varepsilon_y i_c \frac{1}{r}}$$

ic = 11,5 (cm)
Ψ = 1,06

ea = -43,6 (cm)
etot = Ψ(ee + ea) = -62,3 (cm)

2.5.2 Armadura:

sección de acero real Asr = 61,17 (cm2)
Densidad del armado: ρ = 3,06 %

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 12 ϕ25,0 l = 13,17 (m)
- 2 ϕ12,0 l = 13,17 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos 71 ϕ8,0 l = 1,64 (m)

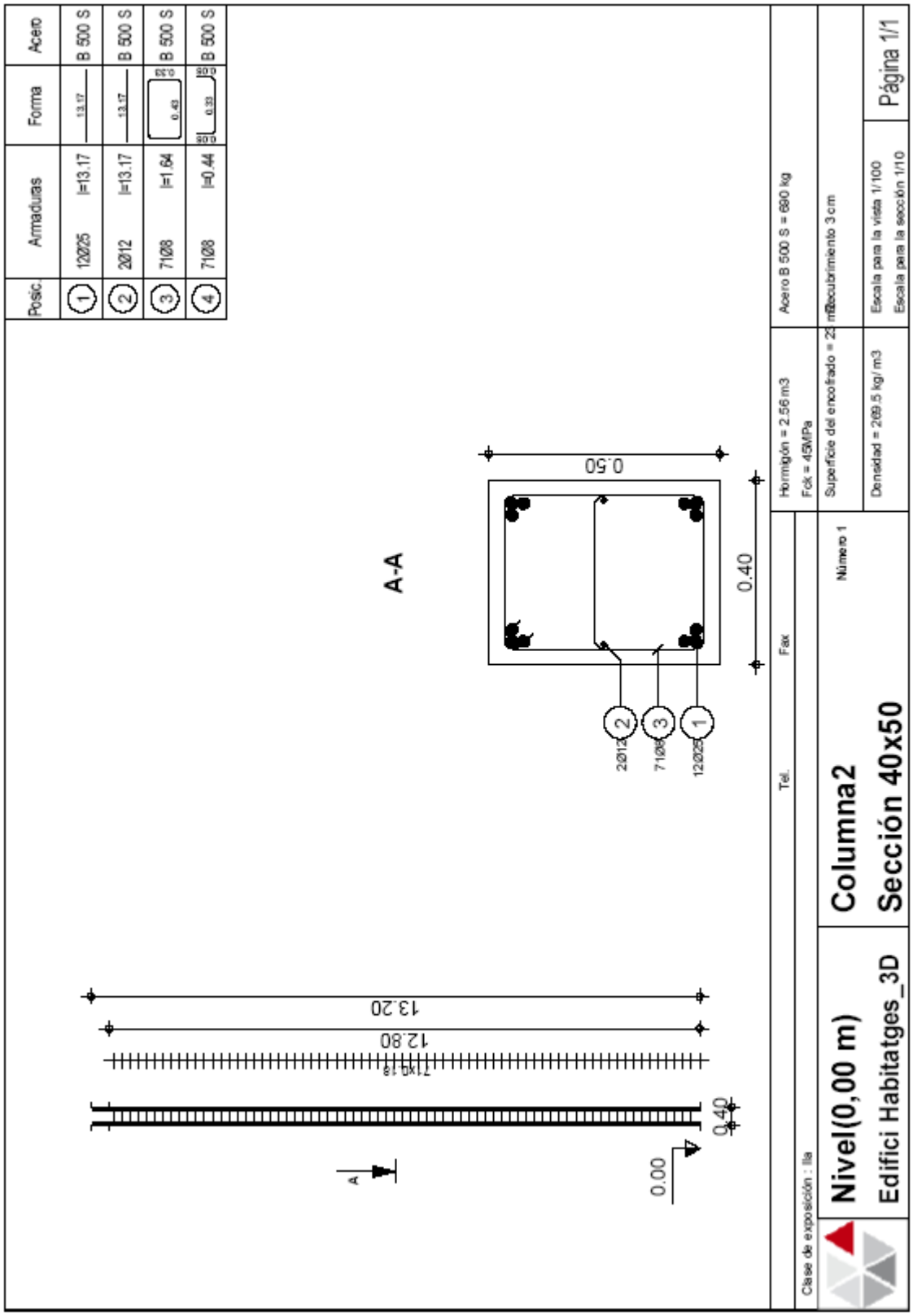
alfileres 71 ϕ8,0 l = 0,43 (m)

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 2,56 (m3)
- Superficie de encofrado = 23,04 (m2)

- Acero B 500 S
  - Peso total = 690,64 (kG)
  - Densidad = 269,78 (kG/m3)
  - Diámetro medio = 16,4 (mm)
  - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
8,0	0,43	0,17	71	12,19
8,0	1,64	0,65	71	45,86
12,0	13,17	11,70	2	23,39
25,0	13,17	50,77	12	609,19


Posic.
Armaduras
Forma
Acero
1 12Ø25 l=13.17 B 500 S
2 2Ø12 l=13.17 B 500 S
3 71Ø8 l=1.64 B 500 S
4 71Ø8 l=0.44 B 500 S
A-A
0.50
0.40
2Ø12
71Ø8
12Ø25
13.20
12.80
71x0.19
0.40
0.00
A
Hormigón = 2.56 m3
Fck = 45MPa
Superficie del encofrado = 23 m2
Densidad = 269.5 kg/ m3
Acero B 500 S = 690 kg
recubrimiento 3 cm
Escala para la vista 1/100
Escala para la sección 1/10
Tel.
Fax
Número 1
Clase de exposición : IIa
Nivel(0,00 m)
Edifici Habitatges_3D
Columna2
Sección 40x50
Página 1/1

1 Nivel:

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 0 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna5 Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : HA - 45 f_{ck} = 45,00 (MPa)
  Densidad : 2447,32 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo 50,0 x 65,0 (cm)
2.2.2 Altura: L = 13,20 (m)
2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
2.2.4 Altura de la viga = 0,40 (m)
2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 3,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
COMB1	de cálculo	5	1,00	1590,53	0,13	-0,84	0,12	110,41
COMB2	de cálculo	5	1,00	1590,53	0,13	-0,84	-0,12	-110,59
COMB3	de cálculo	5	1,00	1591,16	-15,51	179,71	0,00	-0,02
COMB4	de cálculo	5	1,00	1589,88	15,77	-181,39	0,00	-0,02
COMB5	de cálculo	5	1,00	1482,09	0,12	-0,78	0,20	184,03
COMB6	de cálculo	5	1,00	1482,09	0,12	-0,78	-0,20	-184,30
COMB7	de cálculo	5	1,00	1483,15	-25,95	300,14	0,00	-0,01
COMB8	de cálculo	5	1,00	1481,02	26,18	-301,69	0,00	-0,01
COMB9	de cálculo	5	1,00	1492,53	0,11	-0,78	0,12	110,41
COMB10	de cálculo	5	1,00	1492,53	0,11	-0,78	-0,12	-110,59
COMB11	de cálculo	5	1,00	1493,17	-15,53	179,77	0,00	-0,02
COMB12	de cálculo	5	1,00	1491,89	15,75	-181,33	0,00	-0,01
COMB13	de cálculo	5	1,00	1024,79	38,39	-381,09	-0,09	-84,48
COMB14	de cálculo	5	1,00	1024,76	38,39	-381,08	0,10	84,43
COMB15	de cálculo	5	1,00	1021,59	-38,23	382,15	-0,09	-84,46
COMB16	de cálculo	5	1,00	1021,56	-38,23	382,16	0,10	84,46
COMB17	de cálculo	5	1,00	1339,59	12,90	-98,75	-0,28	-250,87
COMB18	de cálculo	5	1,00	1022,79	-12,71	99,97	-0,28	-250,86
COMB19	de cálculo	5	1,00	1023,56	12,88	-98,90	0,29	250,79
COMB20	de cálculo	5	1,00	1022,71	-12,72	99,99	0,29	250,80

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB8 (B)
Esfuerzos seccionales:

Nsd = 1481,02 (kN) Msdy = -301,69 (kN*m) Msdz = -0,01 (kN*m)
Esfuerzos dimensionantes:
Nudo inferior
N = 1481,02 (kN) N*etotz = -908,54 (kN*m) N*etoty= -523,32 (kN*m)

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	-20,4 (cm)	0,0 (cm)
mínimo	emin:	3,3 (cm)	3,3 (cm)
inicial	ee:	3,3 (cm)	3,3 (cm)
II orden	ea:	-41,0 (cm)	-29,6 (cm)
total	etot:	-61,3 (cm)	-35,3 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	93,53	35,00	Columna esbelta

λ < 100 Método aproximativo

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 26,18 (kN*m) M1 = -301,69 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -301,69 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = -20,4 (cm)
emin = 3,3 (cm)
ee = max(ee;emin) = 3,3 (cm)
ea - Método aproximativo

$$e_a = (1+0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon)\frac{h+20e_e}{h+10e_e}\cdot\frac{l_0^2}{50\cdot i_c}$$

lo = 17,55 (m)
β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,25
d-d' = 53,4 (cm)
is = 23,9 (cm)
ic = 18,8 (cm)
h = 65,0 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)
ε = 0,00
Ncp/Ntot = 100,00%
ea = -41,0 (cm)
etot = ee + ea = -61,3 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	121,59	35,00	Columna esbelta

λ > 100 Método general

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

M2 = 0,00 (kN*m) M1 = -0,01 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -0,01 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = 0,0 (cm)
emin = 3,3 (cm)
ee = max(ee;emin) = 3,3 (cm)
ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi\left(e_e + 0{,}1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}}\right)$$

lo = 17,55 (m)

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0{,}3|}$$

d-d' = 38,4 (cm)

εy = fyd/Es = 0,00

fyd = 434,78 (MPa)

Es = 200000,00 (MPa)

$$\alpha = 4\beta \frac{e_e(d-d') + 0{,}1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,11

is = 18,2 (cm)

α = 2,39

ν = Nd/(Ac*fcd) = 0,15

Nd = 1481,02 (kN)

Ac = 0,33 (m2)

fcd = 30,00 (MPa)

1/r = 0,01

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g}{(1-1.4\nu_g)} \frac{e_e}{l_0^2}$$

φ = 1,12

νg = Nsg*lo^2 / (10Ec*Ic) = 0,22

Nsg = 1481,02 (kN)

Ec = 30233,59 (MPa)

Ic = 677083,3 (cm4)

1 / rf = 0,00

1/rtot = 1/r + 1/rf = 0,01

$$\Psi = 1 + 0{,}2 \frac{\beta 10^{-6}}{\varepsilon_y i_c \frac{1}{r}}$$

ic = 14,4 (cm)

Ψ = 1,08

ea = -29,6 (cm)

etot = Ψ(ee + ea) = -35,3 (cm)

2.5.2 Armadura:

sección de acero real	Asr = 88,36 (cm2)
Densidad del armado:	ρ = 2,72 %

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 18 ϕ25,0 l = 13,17 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos	43 ϕ8,0	l = 2,14 (m)
alfileres	43 ϕ8,0	l = 0,68 (m)
	86 ϕ8,0	l = 0,53 (m)

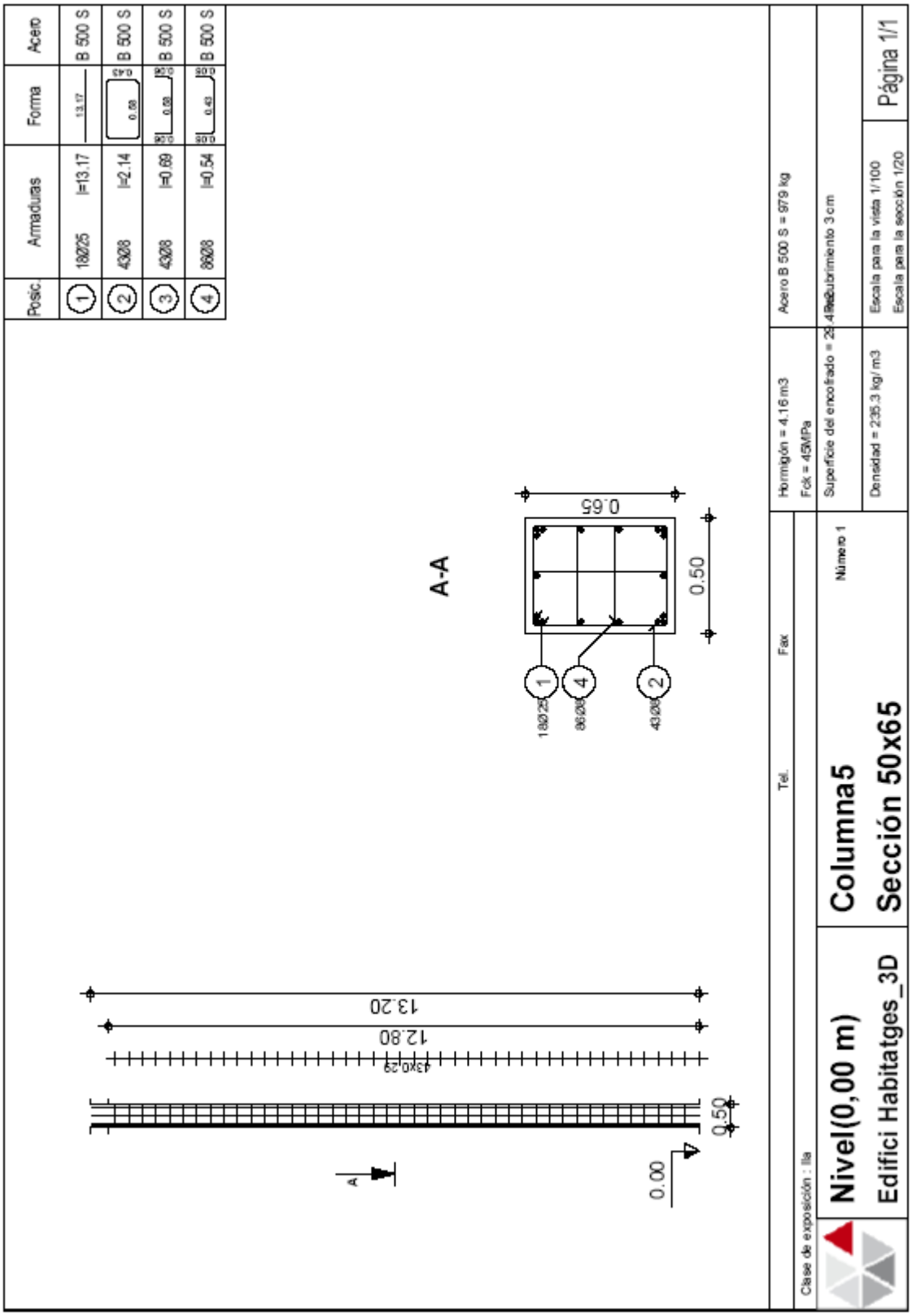
3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 4,16 (m3)

- Superficie de encofrado = 29,44 (m2)

- Acero B 500 S
  - Peso total = 979,83 (kG)
  - Densidad = 235,54 (kG/m3)
  - Diámetro medio = 18,0 (mm)
  - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
8,0	0,53	0,21	86	18,16
8,0	0,68	0,27	43	11,62
8,0	2,14	0,84	43	36,26
25,0	13,17	50,77	18	913,79


Posic.
Armaduras
Forma
Acero
1 18Ø25 l=13.17 B 500 S
2 4Ø8 l=2.14 B 500 S
3 4Ø8 l=0.89 B 500 S
4 8Ø8 l=0.54 B 500 S
A-A
0.65
0.50
18Ø25
8Ø8
4Ø8
13.20
12.80
43x0.29
0.50
0.00
A
Hormigón = 4.16 m3
Fck = 45MPa
Acero B 500 S = 979 kg
Superficie del encofrado = 28.4m2
Recubrimiento 3 cm
Densidad = 235.3 kg/ m3
Escala para la vista 1/100
Escala para la sección 1/20
Tel.
Fax
Número 1
Clase de exposición : IIa
Nivel(0,00 m)
Edifici Habitatges_3D
Columna5
Sección 50x65
Página 1/1

B.3 NOTA DE CÀLCUL DEL DIMENSIONAMENT DE PILAR I LA SEVA ARMADURA AMB DETALL D'ARMAT ADJUNT, DELS PILARS REPRESENTATIUS DE CADASCUNA DE LES TIPOLOGIES, EXCLOENT COMBINACIONS SÍSMIQUES.

.

PARTICULARITAT RESPECTE DE L'ANTERIOR: ELIMINACIÓ DE LES COMBINACIONS SÍSMIQUES AMB LA FINALITAT D'EVITAR QUE, AL SER COMBINACIONS DIMENSIONANTS, DISTORSIONIN L'ESTUDI COMPARATIU.

S'ADJUNEN NOMÉS LES JUSTIFICACIONS DE CÀLCUL DE PILARS EN LES QUE LES COMBINACIONS SÍSMIQUES EREN DIMENSIONANTS. LA RESTA DE PILARS NO VARIEN RESPECTE DEL ARMATS ADJUNTS EN EL PUNT 2.2.

- COLUMNA 7 – REPRESENTATIVA DELS PILARS TIPUS LATERALS
- COLUMNA 2 – REPRESENTATIVA DELS PILARS TIPUS FRONTALS

1 Nivel:

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 0 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna7 Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : HA - 45 f_{ck} = 45,00 (MPa)
  Densidad : 2447,32 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo 45,0 x 60,0 (cm)
2.2.2 Altura: L = 13,20 (m)
2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
2.2.4 Altura de la viga = 0,40 (m)
2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 3,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
COMB1	de cálculo	7	1,00	878,97	18,03	-11,11	0,00	73,74
COMB2	de cálculo	7	1,00	878,97	18,03	-11,11	0,12	-74,13
COMB3	de cálculo	7	1,00	857,18	10,39	120,29	0,05	-0,18
COMB4	de cálculo	7	1,00	900,78	25,69	-140,39	0,06	-0,21
COMB5	de cálculo	7	1,00	820,60	17,05	-10,20	-0,04	123,04
COMB6	de cálculo	7	1,00	820,60	17,05	-10,21	0,15	-123,40
COMB7	de cálculo	7	1,00	784,27	4,32	208,79	0,05	-0,16
COMB8	de cálculo	7	1,00	856,94	29,82	-225,68	0,06	-0,20
COMB9	de cálculo	7	1,00	826,09	17,64	-10,20	-0,01	73,75
COMB10	de cálculo	7	1,00	826,09	17,64	-10,20	0,11	-74,11
COMB11	de cálculo	7	1,00	804,30	10,01	121,20	0,05	-0,17
COMB12	de cálculo	7	1,00	847,90	25,31	-139,48	0,06	-0,19

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB8 (B)
Esfuerzos seccionales:
Nsd = 856,94 (kN) Msdy = -225,68 (kN*m) Msdz = -0,20 (kN*m)
Esfuerzos dimensionantes:
Nudo inferior
N = 856,94 (kN) N*etotz = -490,79 (kN*m) N*etoty= -312,47 (kN*m)

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	-26,3 (cm)	0,0 (cm)
mínimo	emin:	3,0 (cm)	3,0 (cm)
inicial	ee:	3,0 (cm)	3,0 (cm)
II orden	ea:	-26,3 (cm)	-30,9 (cm)
total	etot:	-57,3 (cm)	-36,5 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	101,32	35,00	Columna esbelta

λ > 100 Método general

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 29,82 (kN*m) M1 = -225,68 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -225,68 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = -26,3 (cm)
emin = 3,0 (cm)
ee = max(ee;emin) = 3,0 (cm)
ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi\left(e_e + 0{,}1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}}\right)$$

lo = 17,55 (m)

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0{,}3|}$$

d-d' = 49,1 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)

$$\alpha = 4\beta \frac{e_e(d-d') + 0{,}1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,14
is = 23,0 (cm)
α = 3,71
ν = Nd/(Ac*fcd) = 0,11
Nd = 856,94 (kN)
Ac = 0,27 (m2)
fcd = 30,00 (MPa)
1/r = 0,01

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g}{(1-1.4\nu_g)} \frac{e_e}{l_0^2}$$

φ = 1,12
νg = Nsg*lo^2 / (10Ec*Ic) = 0,11
Nsg = 856,94 (kN)
Ec = 30233,59 (MPa)
Ic = 810000,0 (cm4)
1 / rf = 0,00
1/rtot = 1/r + 1/rf = 0,01

$$\Psi = 1 + 0{,}2 \frac{\beta 10^{-6}}{\varepsilon_y i_c \frac{1}{r}}$$

ic = 17,3 (cm)
Ψ = 1,09

ea = -26,3 (cm)

etot = Ψ(ee + ea) = -57,3 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	135,10	35,00	Columna esbelta

λ > 100 Método general

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

M2 = 0,06 (kN*m) M1 = -0,20 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -0,20 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = 0,0 (cm)
emin = 3,0 (cm)
ee = max(ee;emin) = 3,0 (cm)
ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi\left(e_e + 0{,}1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}}\right)$$

lo = 17,55 (m)

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0{,}3|}$$

d-d' = 34,1 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)

$$\alpha = 4\beta \frac{e_e(d-d') + 0{,}1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,03
is = 16,7 (cm)
α = 2,75
ν = Nd/(Ac*fcd) = 0,11
Nd = 856,94 (kN)
Ac = 0,27 (m2)
fcd = 30,00 (MPa)
1/r = 0,01

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g}{(1-1.4\nu_g)} \frac{e_e}{l_0^2}$$

φ = 1,12
νg = Nsg*lo^2 / (10Ec*Ic) = 0,19
Nsg = 856,94 (kN)
Ec = 30233,59 (MPa)
Ic = 455625,0 (cm4)
1 / rf = 0,00
1/rtot = 1/r + 1/rf = 0,01

$$\Psi = 1 + 0{,}2 \frac{\beta 10^{-6}}{\varepsilon_y i_c \frac{1}{r}}$$

ic = 13,0 (cm)
Ψ = 1,07

ea = -30,9 (cm)
etot = Ψ(ee + ea) = -36,5 (cm)

2.5.2 Armadura:

sección de acero real Asr = 46,75 (cm2)
Densidad del armado: ρ = 1,73 %

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 12 ϕ20,0 l = 13,17 (m)
- 8 ϕ12,0 l = 13,17 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

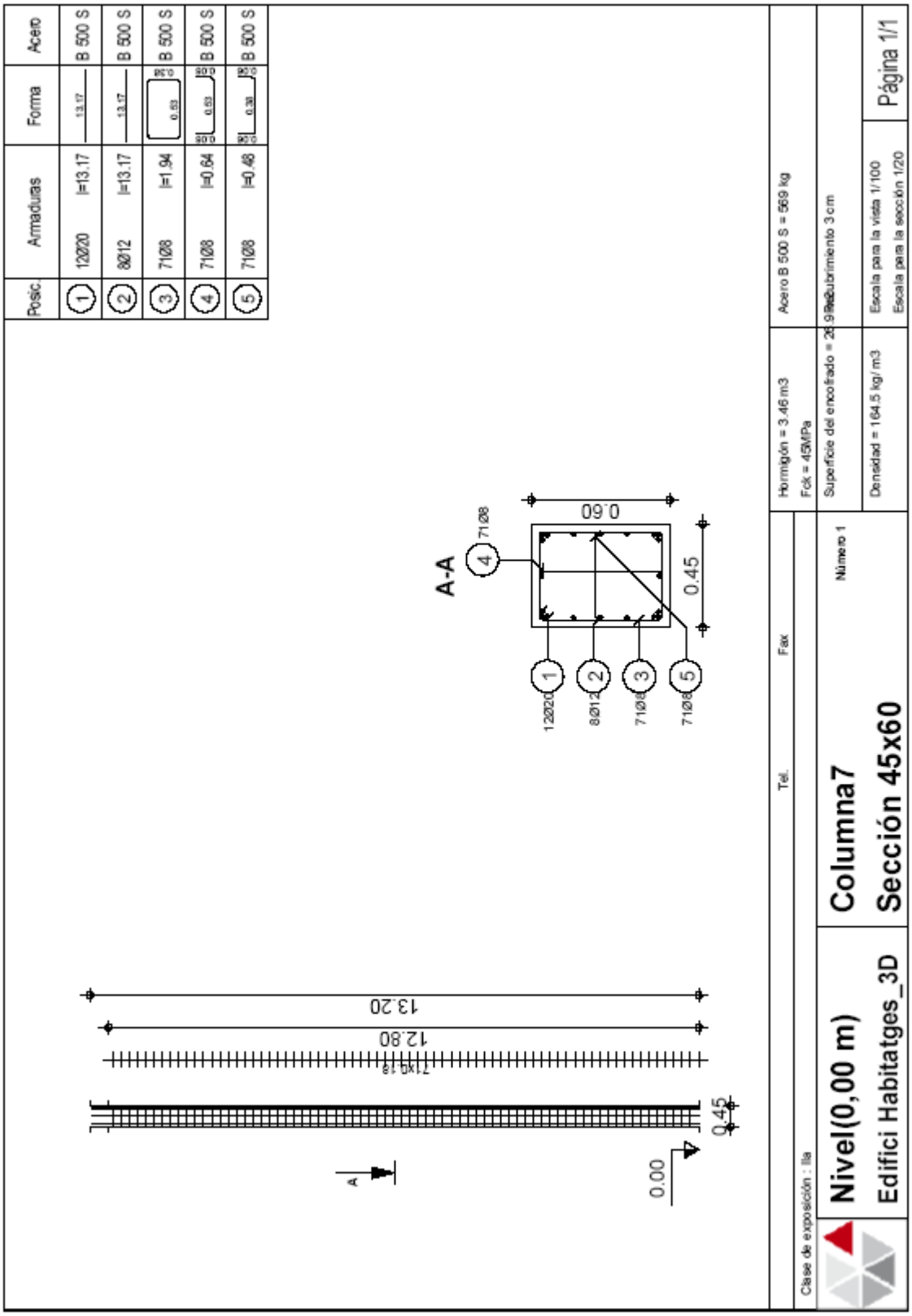
Estribos	71 ϕ8,0	l = 1,94 (m)
alfileres	71 ϕ8,0	l = 0,63 (m)
	71 ϕ8,0	l = 0,48 (m)

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 3,46 (m3)
- Superficie de encofrado = 26,88 (m2)

- Acero B 500 S
  - Peso total = 569,10 (kG)
  - Densidad = 164,67 (kG/m3)
  - Diámetro medio = 12,8 (mm)
  - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
8,0	0,48	0,19	71	13,59
8,0	0,63	0,25	71	17,79
8,0	1,94	0,76	71	54,27
12,0	13,17	11,70	8	93,57
20,0	13,17	32,49	12	389,88


Posic. Armaduras Forma Acero
1 12Ø20 l=13.17 B 500 S
2 8Ø12 l=13.17 B 500 S
3 71Ø8 l=1.94 B 500 S
4 71Ø8 l=0.64 B 500 S
5 71Ø8 l=0.48 B 500 S
A-A
0.60
0.45
13.20
12.80
0.00
Hormigón = 3.46 m3
Fck = 45MPa
Acero B 500 S = 569 kg
Superficie del encofrado = 25.9 m2
Recubrimiento 3 cm
Densidad = 164.5 kg/ m3
Escala para la vista 1/100
Escala para la sección 1/20
Número 1
Tel.
Fax
Clase de exposición : IIa
Nivel(0,00 m)
Edifici Habitatges_3D
Columna7
Sección 45x60
Página 1/1

1 Nivel:

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 0 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna2 Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : HA - 45 f_{ck} = 45,00 (MPa)
  Densidad : 2447,32 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo 40,0 x 50,0 (cm)
2.2.2 Altura: L = 13,20 (m)
2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
2.2.4 Altura de la viga = 0,40 (m)
2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 3,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
COMB1	de cálculo	2	1,00	761,92	0,28	-0,57	-0,08	46,31
COMB2	de cálculo	2	1,00	761,92	0,28	-0,57	0,36	-49,80
COMB3	de cálculo	2	1,00	762,22	-14,47	68,07	0,01	-0,01
COMB4	de cálculo	2	1,00	761,60	15,04	-69,21	0,01	-0,01
COMB5	de cálculo	2	1,00	716,55	0,26	-0,52	-0,14	77,20
COMB6	de cálculo	2	1,00	716,55	0,26	-0,52	0,59	-82,99
COMB7	de cálculo	2	1,00	717,06	-24,34	113,87	0,01	-0,01
COMB8	de cálculo	2	1,00	716,02	24,86	-114,92	0,01	-0,01
COMB9	de cálculo	2	1,00	720,91	0,26	-0,52	-0,08	46,31
COMB10	de cálculo	2	1,00	720,91	0,26	-0,52	0,36	-49,80
COMB11	de cálculo	2	1,00	721,21	-14,50	68,11	0,01	-0,01
COMB12	de cálculo	2	1,00	720,59	15,02	-69,16	0,01	-0,01

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB8 (B)
Esfuerzos seccionales:
Nsd = 716,02 (kN) Msdy = -114,92 (kN*m) Msdz = -0,01 (kN*m)
Esfuerzos dimensionantes:
Nudo inferior
N = 716,02 (kN) N*etotz = -364,17 (kN*m) N*etoty= -316,55 (kN*m)

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	-16,0 (cm)	0,0 (cm)

mínimo	emin: 2,5 (cm)	2,5 (cm)
inicial	ee: 2,5 (cm)	2,5 (cm)
II orden	ea: -31,4 (cm)	-39,0 (cm)
total	etot: -50,9 (cm)	-44,2 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	121,59	35,00	Columna esbelta

λ > 100 Método general

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 24,86 (kN*m) M1 = -114,92 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -114,92 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = -16,0 (cm)
emin = 2,5 (cm)
ee = max(ee;emin) = 2,5 (cm)
ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi\left(e_e + 0{,}1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}}\right)$$

lo = 17,55 (m)

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0{,}3|}$$

d-d' = 38,2 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)

$$\alpha = 4\beta \frac{e_e(d-d') + 0{,}1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,03
is = 18,8 (cm)
α = 3,64
ν = Nd/(Ac*fcd) = 0,12
Nd = 716,02 (kN)
Ac = 0,20 (m2)
fcd = 30,00 (MPa)
1/r = 0,01

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g}{(1-1.4\nu_g)} \frac{e_e}{l_0^2}$$

φ = 1,12
νg = Nsg*lo^2 / (10Ec*Ic) = 0,18
Nsg = 716,02 (kN)
Ec = 30233,59 (MPa)
Ic = 416666,7 (cm4)
1 / rf = 0,00
1/rtot = 1/r + 1/rf = 0,01

$$\Psi = 1 + 0{,}2 \frac{\beta 10^{-6}}{\varepsilon_y i_c \frac{1}{r}}$$

ic = 14,4 (cm)
Ψ = 1,07

ea = -31,4 (cm)
etot = Ψ(ee + ea) = -50,9 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	151,99	35,00	Columna esbelta

λ > 100 Método general

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

M2 = 0,01 (kN*m) M1 = -0,01 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -0,01 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = 0,0 (cm)
emin = 2,5 (cm)
ee = max(ee;emin) = 2,5 (cm)
ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi\left(e_e + 0{,}1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}}\right)$$

lo = 17,55 (m)

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0{,}3|}$$

d-d' = 28,2 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)

$$\alpha = 4\beta \frac{e_e(d-d') + 0{,}1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00
is = 14,2 (cm)
α = 3,73
ν = Nd/(Ac*fcd) = 0,12
Nd = 716,02 (kN)
Ac = 0,20 (m2)
fcd = 30,00 (MPa)
1/r = 0,01

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g}{(1-1.4\nu_g)} \frac{e_e}{l_0^2}$$

φ = 1,12
νg = Nsg*lo^2 / (10Ec*Ic) = 0,27
Nsg = 716,02 (kN)
Ec = 30233,59 (MPa)
Ic = 266666,7 (cm4)
1 / rf = 0,00
1/rtot = 1/r + 1/rf = 0,01

$$\Psi = 1 + 0{,}2 \frac{\beta 10^{-6}}{\varepsilon_y i_c \frac{1}{r}}$$

ic = 11,5 (cm)
Ψ = 1,06

ea = -39,0 (cm)
etot = Ψ(ee + ea) = -44,2 (cm)

2.5.2 Armadura:

sección de acero real	Asr = 61,17 (cm2)
Densidad del armado:	ρ = 3,06 %

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 12 ϕ25,0 l = 13,17 (m)
- 2 ϕ12,0 l = 13,17 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos 71 ϕ8,0 l = 1,64 (m)

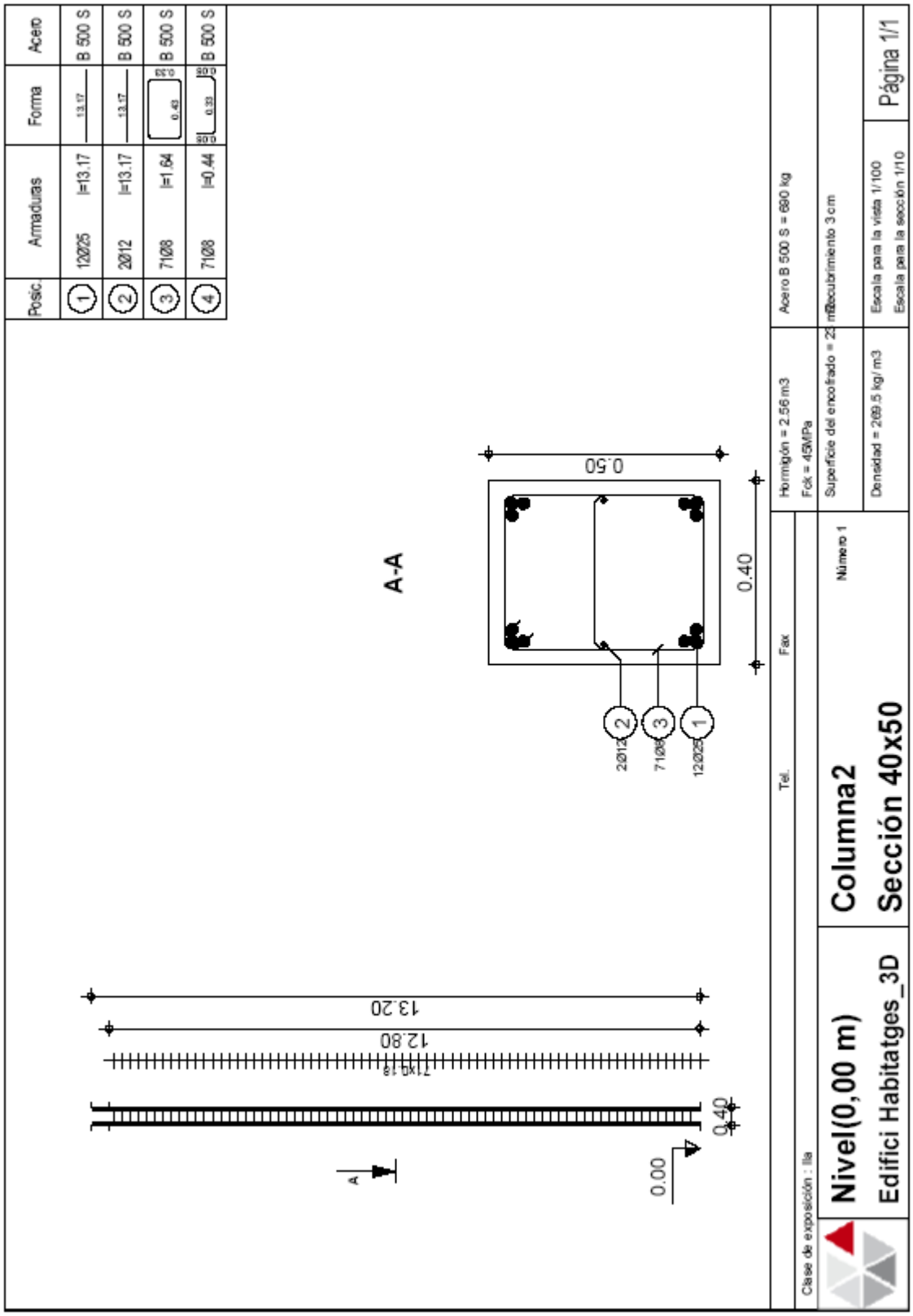
alfileres 71 ϕ8,0 l = 0,43 (m)

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 2,56 (m3)
- Superficie de encofrado = 23,04 (m2)

- Acero B 500 S
  - Peso total = 690,64 (kG)
  - Densidad = 269,78 (kG/m3)
  - Diámetro medio = 16,4 (mm)
  - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
8,0	0,43	0,17	71	12,19
8,0	1,64	0,65	71	45,86
12,0	13,17	11,70	2	23,39
25,0	13,17	50,77	12	609,19


Posic.
Armaduras
Forma
Acero
1 12Ø25 l=13.17 B 500 S
2 2Ø12 l=13.17 B 500 S
3 71Ø8 l=1.64 B 500 S
4 71Ø8 l=0.44 B 500 S
A-A
0.50
0.40
2Ø12
71Ø8
12Ø25
13.20
12.80
71x0.4
0.40
0.00
A
Hormigón = 2.56 m3
Fck = 45MPa
Acero B 500 S = 680 kg
Superficie del encofrado = 23 m2
Recubrimiento 3 cm
Densidad = 269.5 kg/ m3
Escala para la vista 1/100
Escala para la sección 1/10
Página 1/1
Tel.
Fax
Número 1
Clase de exposición : IIa
Nivel(0,00 m)
Edifici Habitatges_3D
Columna2
Sección 40x50

B.4 NOTA DE CÀLCUL DEL DIMENSIONAMENT DE BIGA O JÀSSERA I LA SEVA ARMADURA AMB DETALL D'ARMAT ADJUNT, DE BIGA DE FORJAT SITUADA EN EL PÒRTIC CENTRAL, REPRESENTATIVA DE TOTES LES BIGUES DE L'ESTRUCTURA.

1 Nivel:

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 13,00 (m)
- Resistencia al fuego : 0 (h)
- Abertura de fisuras admisible : 0,40 (mm)
- Clase del ambiente : I
- Coeficiente de fluencia del hormigón : φ_p = 1,12
- Disposiciones símicas : ausente

2 Viga: Viga1 Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: :HA - 45 f_{ck} = 45,00 (MPa)
  Densidad :2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales :B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales :B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

2.2.1

Tramo	Posición	Ap. Izq. (m)	L (m)	Ap. Der. (m)
P1	**Tramo**	**0,20**	**4,70**	**0,20**

Longitud de cálculo: L_o = 4,90 (m)

Sección de 0,00 a 4,70 (m)
40,0 x 40,0 (cm)
Sin losa izquierda
Sin losa izquierda

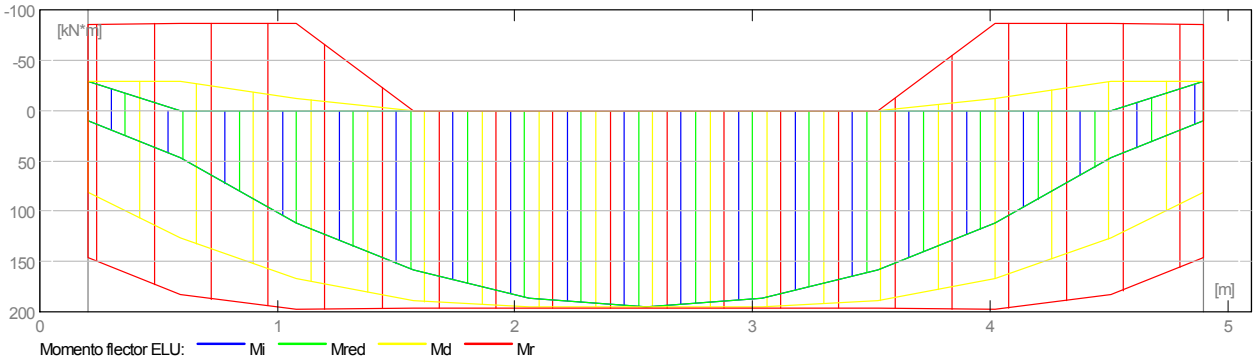
2.3 Opciones de cálculo:

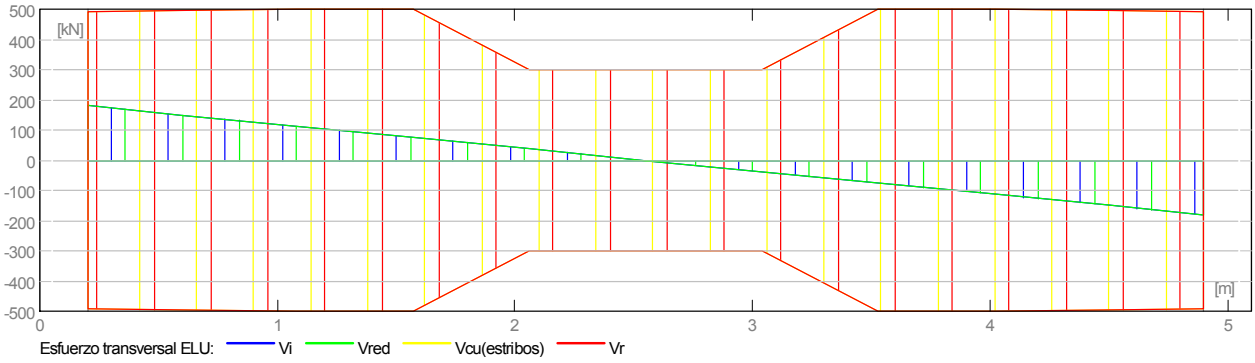
- Regulación de la combinación : CTE
- Cálculos según la norma : EHE 99
- Viga prefabricada : no
- Recubrimiento de la armadura : Armaduras inferioras c = 3,0 (cm)
  : lateral c1= 3,0 (cm)
  : superficial c2= 3,0 (cm)
- Coeficiente β_2 =1.00 : carga de corta duración
- Método de cálculo del cortante : bielas inclinadas
- cot (theta) : 2.00

2.4 Resultados de los cálculos:

2.4.1 Solicitaciones ELU

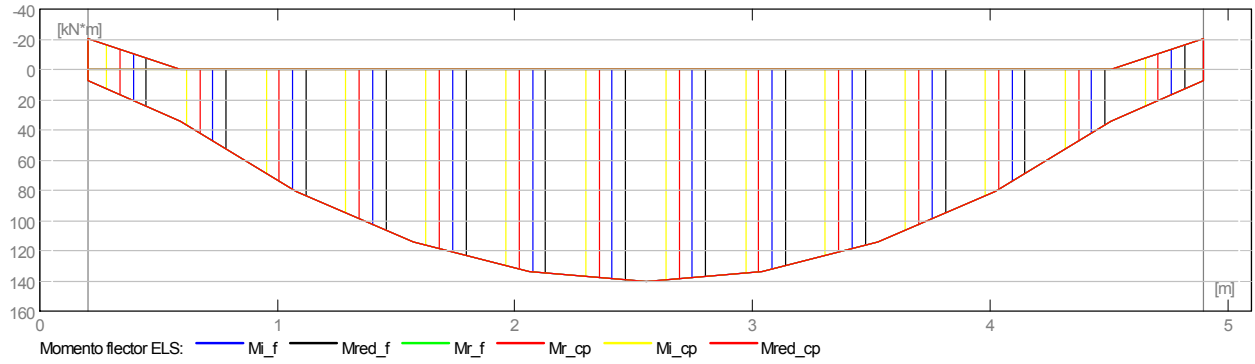
Tramo	Md máx. (kN*m)	Md mín. (kN*m)	Miz (kN*m)	Md (kN*m)	Qiz (kN)	Qd (kN)
P1	195,30	0,00	81,40	81,40	181,06	-181,06

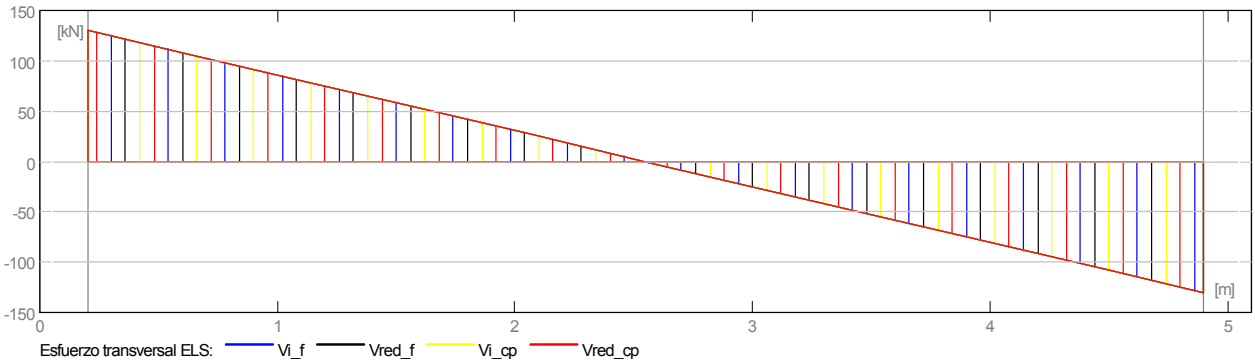




2.4.2 Solicitaciones ELS

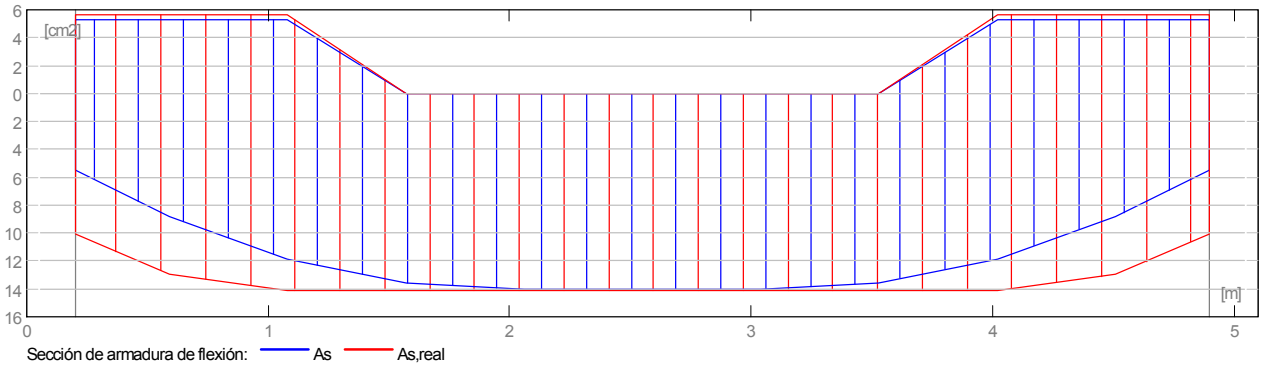
Tramo	Mi máx. (kN*m)	Mi mín. (kN*m)	Miz (kN*m)	Md (kN*m)	Qiz (kN)	Qd (kN)
P1	140,72	0,00	-20,61	-20,61	130,46	-130,46

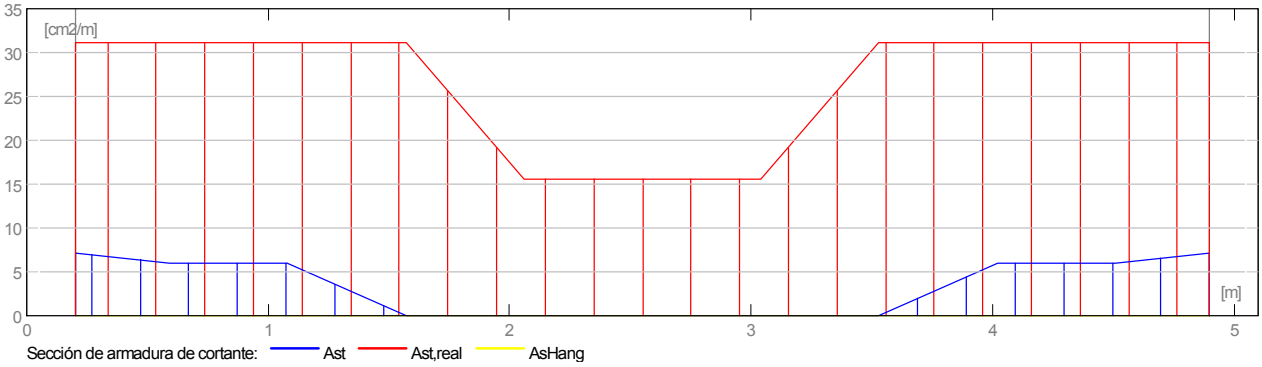




2.4.3 Sección Teórica de Acero

Tramo	Tramo (cm2)		Apoyo izquierdo (cm2)		Apoyo derecho (cm2)	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
P1	14,03	0,00	5,50	5,28	5,50	5,28



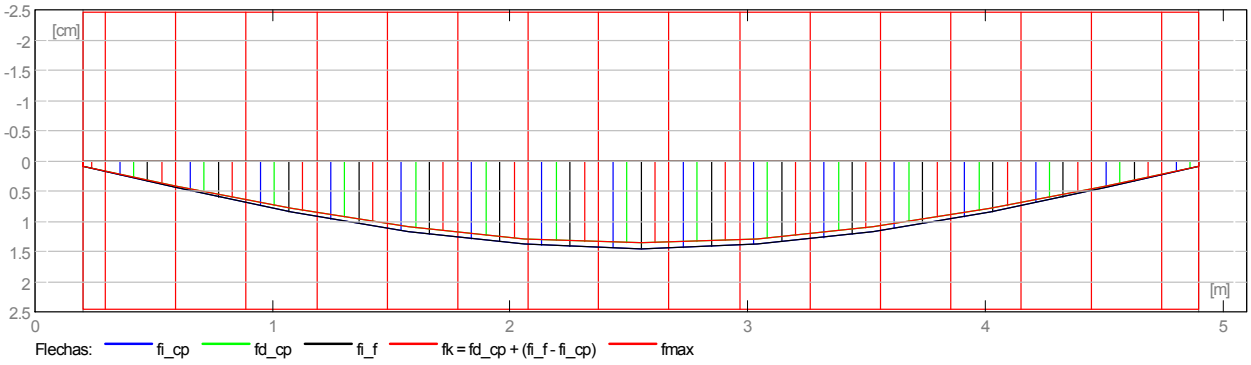


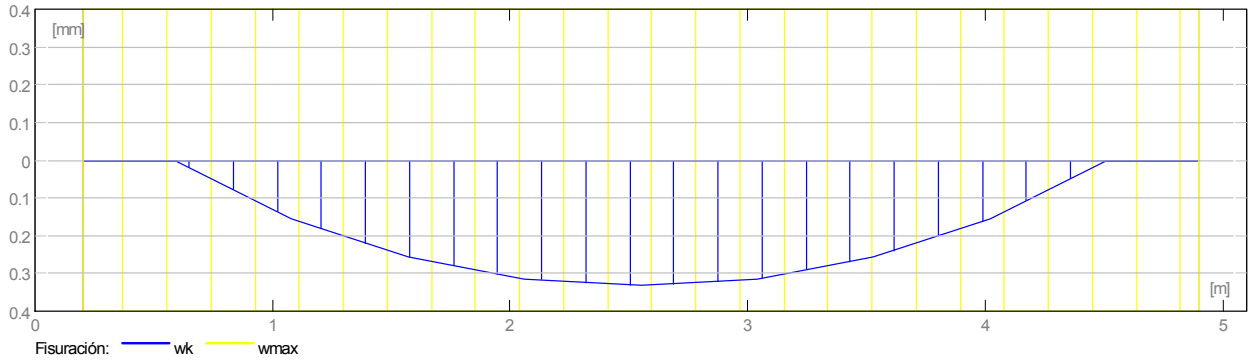
2.4.4 Flecha y fisuración

fi_f - flecha de corta duración debida a la combinación de cargas infrecuentes
fi_cp - flecha de corta duración debida a la combinación cuasipermanente
fd_cp - flecha de larga duración debida a la combinación cuasipermanente
fk - flecha total
fmax - flecha admisible

wk - Abertura de la fisura perpendicular

Tramo	fi_f (cm)	fi_cp (cm)	fd_cp (cm)	fk (cm)	fmax (cm)	wk (mm)
P1	1,4574	1,4574	1,3630	1,3630	2,4500	0,33





2.5 Resultados teóricos - detalles:

2.5.1 P1 : Tramo de 0,20 a 4,90 (m)

Abscisa (m)	ELU M máx. (kN*m)	ELU M mín. (kN*m)	ELS M máx. (kN*m)	ELS M mín. (kN*m)	A inf. (cm2)	A sup. (cm2)	A compresión (cm2)
0,20	81,40	-28,60	6,96	-20,61	5,50	5,28	5,50
0,59	126,97	-28,60	34,09	0,00	8,82	5,28	5,28
1,08	167,25	-11,59	80,74	0,00	11,85	5,28	5,28
1,57	189,03	0,00	114,07	0,00	13,54	0,00	0,00
2,06	195,30	0,00	134,06	0,00	14,03	0,00	0,00
2,55	195,30	0,00	140,72	0,00	14,03	0,00	0,00
3,04	195,30	0,00	134,06	0,00	14,03	0,00	0,00
3,53	189,03	0,00	114,07	0,00	13,54	0,00	0,00
4,02	167,25	-11,59	80,74	0,00	11,85	5,28	5,28
4,51	126,97	-28,60	34,09	0,00	8,82	5,28	5,28
4,90	81,40	-28,60	6,96	-20,61	5,50	5,28	5,50

Abscisa (m)	ELU V máx. (kN)	ELS V máx. (kN)	afp (mm)	Vrd1 (kN)	Vrd2 (kN)
0,20	181,06	130,46	0,00	7200,00	492,79
0,59	151,01	108,81	0,00	7200,00	496,50
1,08	113,26	81,61	0,16	7200,00	498,07
1,57	75,50	54,40	0,26	7200,00	498,07
2,06	37,75	27,20	0,31	7200,00	301,65
2,55	0,00	0,00	0,33	7200,00	301,65
3,04	-37,75	-27,20	0,31	7200,00	301,65
3,53	-75,50	-54,40	0,26	7200,00	498,07
4,02	-113,26	-81,61	0,16	7200,00	498,07
4,51	-151,01	-108,81	0,00	7200,00	496,50
4,90	-181,06	-130,46	0,00	7200,00	492,79

2.6 Armadura:

2.6.1 P1 : Tramo de 0,20 a 4,90 (m)

Armaduras longitudinales:

- Armaduras inferiores (B 500 S)

  5 ϕ16,0 l = 5,53 de 0,03 a 5,07

2 ϕ16,0 l = 4,50 de 0,30 a 4,80

- Armaduras de montaje (encima) (B 500 S)

  5 ϕ12,0 l = 2,56 de 1,27 a 3,83

- tramo (B 500 S)

  10 ϕ12,0 l = 1,77 de 0,03 a 1,57

Armaduras transversales:

- Armaduras principales (B 500 S)

  estribos 40 ϕ6,0 l = 1,76
  e = 1*-0,10 + 1*0,15 + 14*0,10 + 9*0,20 + 14*0,10 + 1*0,15 (m)

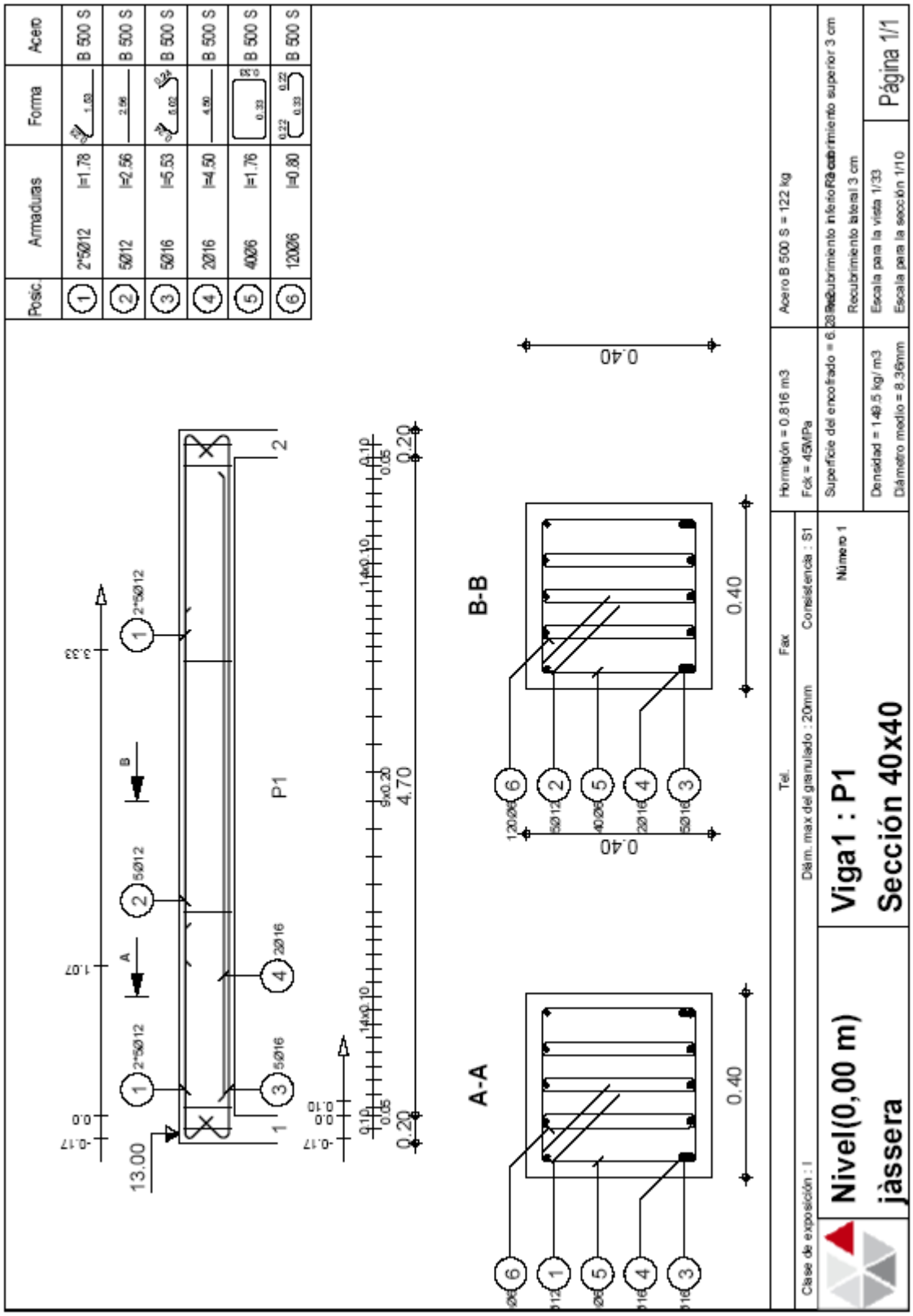
  alfileres 120ϕ6,0 l = 0,80
  e = 1*-0,10 + 1*0,15 + 14*0,10 + 9*0,20 + 14*0,10 + 1*0,15 (m)

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 0,82 (m3)
- Superficie de encofrado = 6,28 (m2)

- Acero B 500 S
  - Peso total = 121,89 (kG)
  - Densidad = 149,38 (kG/m3)
  - Diámetro medio = 8,4 (mm)
  - Lista según diámetros:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
6,0	0,80	0,18	120	21,27
6,0	1,76	0,39	40	15,61
12,0	1,77	1,58	10	15,76
12,0	2,56	2,27	5	11,37
16,0	4,50	7,10	2	14,21
16,0	5,53	8,74	5	43,68


Posic. Armaduras Forma Acero
1 2*5Ø12 l=1.78 B 500 S
2 5Ø12 l=2.56 B 500 S
3 5Ø16 l=5.53 B 500 S
4 2Ø16 l=4.50 B 500 S
5 40Ø6 l=1.76 B 500 S
6 120Ø6 l=0.80 B 500 S
P1
13.00
4.70
A-A
B-B
0.40
Acero B 500 S = 122 kg
Hormigón = 0.816 m3
Fck = 45MPa
Superficie del encofrado = 6.28
Densidad = 149.5 kg/ m3
Diámetro medio = 8.36mm
Recubrimiento inferior 3 cm
Recubrimiento lateral 3 cm
Escala para la vista 1/33
Escala para la sección 1/10
Página 1/1
Tel.
Fax
Diám. max del granulado : 20mm
Consistencia : S1
Número 1
Clase de exposición : I
Nivel(0,00 m)
jàssera
Viga1 : P1
Sección 40x40

C CÀLCUL ESTRUCTURAL MODEL 3

C.1 REACCIONS EN LA BASE DELS PILARS PER A LA VALORACIÓ DE LA TRANSLACIONALITAT-INTRANSLACIONALITAT DE L'ESTRUCTURA

- REACCIONS DE PRIMER ORDRE

Nudo	Caso	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
1	18 (C)	44,26>>	-0,18	446,48	0,38	96,68	-0,04
1	17 (C)	-38,91<<	0,25	337,64	-0,56	-88,42	0,07
1	16 (C)	3,49	18,14>>	392,01	-114,41	4,69	-0,37
1	15 (C)	3,49	-18,07<<	392,01	114,22	4,7	0,4
1	18 (C)	44,26	-0,18	446,48>>	0,38	96,68	-0,04
1	49 (C)	-25,72	0,17	250,29<<	-0,38	-58,66	0,04
1	15 (C)	3,49	-18,07	392,01	114,22>>	4,7	0,4
1	16 (C)	3,49	18,14	392,01	-114,41<<	4,69	-0,37
1	18 (C)	44,26	-0,18	446,48	0,38	96,68>>	-0,04
1	17 (C)	-38,91	0,25	337,64	-0,56	-88,42<<	0,07
1	15 (C)	3,49	-18,07	392,01	114,22	4,7	0,40>>
1	16 (C)	3,49	18,14	392,01	-114,41	4,69	-0,37<<
3	18 (C)	43,24>>	0,01	734,99	-0,02	98,47	0,01
3	17 (C)	-43,24<<	0,01	735,42	-0,02	-98,43	-0,01
3	16 (C)	0	21,37>>	735,3	-116,51	0,02	-0,01
3	15 (C)	0	-21,34<<	735,3	116,45	0,02	0
3	13 (C)	-25,95	0,01	778,99>>	-0,03	-59,05	-0,01
3	50 (C)	28,83	0,01	536,61<<	-0,02	65,65	0
3	15 (C)	0	-21,34	735,3	116,45>>	0,02	0
3	16 (C)	0	21,37	735,3	-116,51<<	0,02	-0,01
3	18 (C)	43,24	0,01	734,99	-0,02	98,47>>	0,01
3	17 (C)	-43,24	0,01	735,42	-0,02	-98,43<<	-0,01
3	18 (C)	43,24	0,01	734,99	-0,02	98,47	0,01>>
3	17 (C)	-43,24	0,01	735,42	-0,02	-98,43	-0,01<<
5	18 (C)	38,92>>	0,24	337,51	-0,49	88,5	-0,06
5	17 (C)	-44,22<<	-0,19	445,94	0,46	-96,58	0,04
5	16 (C)	-3,46	18,13>>	391,68	-114,34	-4,6	0,37
5	15 (C)	-3,46	-18,08<<	391,68	114,29	-4,61	-0,4
5	17 (C)	-44,22	-0,19	445,94>>	0,46	-96,58	0,04
5	50 (C)	25,74	0,16	250,18<<	-0,33	58,71	-0,04
5	15 (C)	-3,46	-18,08	391,68	114,29>>	-4,61	-0,4
5	16 (C)	-3,46	18,13	391,68	-114,34<<	-4,6	0,37
5	18 (C)	38,92	0,24	337,51	-0,49	88,50>>	-0,06
5	17 (C)	-44,22	-0,19	445,94	0,46	-96,58<<	0,04
5	16 (C)	-3,46	18,13	391,68	-114,34	-4,6	0,37>>
5	15 (C)	-3,46	-18,08	391,68	114,29	-4,61	-0,40<<
7	18 (C)	45,25>>	0,16	680,61	-0,34	91,14	-0,04
7	17 (C)	-54,23<<	-0,15	790,48	0,37	-105,64	0,04
7	16 (C)	-6,45	14,14>>	735,43	-110,22	-8,61	-2,37
7	15 (C)	-6,45	-14,12<<	735,43	110,25	-8,61	2,36
7	13 (C)	-35,66	-0,09	820,63>>	0,23	-67,55	0,02
7	50 (C)	29,79	0,11	498,84<<	-0,22	60,25	-0,03
7	15 (C)	-6,45	-14,12	735,43	110,25>>	-8,61	2,36
7	16 (C)	-6,45	14,14	735,43	-110,22<<	-8,61	-2,37
7	18 (C)	45,25	0,16	680,61	-0,34	91,14>>	-0,04
7	17 (C)	-54,23	-0,15	790,48	0,37	-105,64<<	0,04
7	15 (C)	-6,45	-14,12	735,43	110,25	-8,61	2,36>>
7	16 (C)	-6,45	14,14	735,43	-110,22	-8,61	-2,37<<
9	18 (C)	43,96>>	0,01	1403,79	-0,01	99,51	0
9	17 (C)	-44,11<<	0,01	1404,67	-0,01	-99,67	-0,01
9	16 (C)	-0,07	14,74>>	1404,46	-111,8	-0,08	0
9	15 (C)	-0,07	-14,73<<	1404,46	111,77	-0,08	0
9	13 (C)	-26,5	0,01	1507,73>>	-0,01	-59,84	-0,01
9	50 (C)	29,3	0	1021,33<<	-0,01	66,33	0
9	15 (C)	-0,07	-14,73	1404,46	111,77>>	-0,08	0
9	16 (C)	-0,07	14,74	1404,46	-111,80<<	-0,08	0
9	18 (C)	43,96	0,01	1403,79	-0,01	99,51>>	0
9	17 (C)	-44,11	0,01	1404,67	-0,01	-99,67<<	-0,01
9	18 (C)	43,96	0,01	1403,79	-0,01	99,51	0,00>>
9	17 (C)	-44,11	0,01	1404,67	-0,01	-99,67	-0,01<<

Nudo	Caso	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
11	18 (C)	54,25>>	-0,14	789,96	0,3	105,69	-0,04
11	17 (C)	-45,27<<	0,17	679,21	-0,41	-91,13	0,04
11	16 (C)	6,45	14,15>>	734,47	-110,29	8,64	2,37
11	15 (C)	6,45	-14,11<<	734,47	110,17	8,64	-2,36
11	14 (C)	35,67	-0,08	819,85>>	0,15	67,6	-0,02
11	49 (C)	-29,8	0,12	497,85<<	-0,28	-60,24	0,03
11	15 (C)	6,45	-14,11	734,47	110,17>>	8,64	-2,36
11	16 (C)	6,45	14,15	734,47	-110,29<<	8,64	2,37
11	18 (C)	54,25	-0,14	789,96	0,3	105,69>>	-0,04
11	17 (C)	-45,27	0,17	679,21	-0,41	-91,13<<	0,04
11	16 (C)	6,45	14,15	734,47	-110,29	8,64	2,37>>
11	15 (C)	6,45	-14,11	734,47	110,17	8,64	-2,36<<
13	18 (C)	57,18>>	0,01	893,64	-0,04	108,39	0
13	17 (C)	-47,04<<	0	783,27	-0,03	-91,87	0
13	16 (C)	7,36	14,15>>	838,32	-110,3	9,84	2,37
13	15 (C)	7,36	-14,14<<	838,32	110,23	9,85	-2,37
13	14 (C)	37,88	0,01	932,86>>	-0,04	69,81	0
13	49 (C)	-30,92	0	573,25<<	-0,02	-60,66	0
13	15 (C)	7,36	-14,14	838,32	110,23>>	9,85	-2,37
13	16 (C)	7,36	14,15	838,32	-110,30<<	9,84	2,37
13	18 (C)	57,18	0,01	893,64	-0,04	108,39>>	0
13	17 (C)	-47,04	0	783,27	-0,03	-91,87<<	0
13	16 (C)	7,36	14,15	838,32	-110,3	9,84	2,37>>
13	15 (C)	7,36	-14,14	838,32	110,23	9,85	-2,37<<
15	18 (C)	44,04>>	0	1584,91	0	99,65	0
15	17 (C)	-44,13<<	0	1585,67	0	-99,76	0
15	16 (C)	-0,05	14,74>>	1585,56	-111,81	-0,06	0
15	15 (C)	-0,05	-14,74<<	1585,56	111,81	-0,05	0
15	13 (C)	-26,5	0	1704,95>>	0	-59,88	0
15	50 (C)	29,35	0	1152,58<<	0	66,43	0
15	15 (C)	-0,05	-14,74	1585,56	111,81>>	-0,05	0
15	16 (C)	-0,05	14,74	1585,56	-111,81<<	-0,06	0
15	18 (C)	44,04	0	1584,91	0	99,65>>	0
15	17 (C)	-44,13	0	1585,67	0	-99,76<<	0
15	48 (C)	-0,03	9,83	1153,01	-74,54	-0,04	-0,00>>
15	11 (C)	-0,05	-8,85	1704,88	67,08	-0,06	-0,00<<
17	18 (C)	47,04>>	-0,01	783,87	0,04	91,89	0
17	17 (C)	-57,15<<	0	893,48	0,03	-108,34	0
17	16 (C)	-7,34	14,14>>	838,54	-110,23	-9,81	-2,37
17	15 (C)	-7,34	-14,15<<	838,54	110,3	-9,82	2,37
17	13 (C)	-37,85	0	932,88>>	0,04	-69,77	0
17	50 (C)	30,92	0	573,66<<	0,03	60,67	0
17	15 (C)	-7,34	-14,15	838,54	110,30>>	-9,82	2,37
17	16 (C)	-7,34	14,14	838,54	-110,23<<	-9,81	-2,37
17	18 (C)	47,04	-0,01	783,87	0,04	91,89>>	0
17	17 (C)	-57,15	0	893,48	0,03	-108,34<<	0
17	15 (C)	-7,34	-14,15	838,54	110,3	-9,82	2,37>>
17	16 (C)	-7,34	14,14	838,54	-110,23	-9,81	-2,37<<
19	18 (C)	54,24>>	0,15	790,69	-0,38	105,66	0,04
19	17 (C)	-45,24<<	-0,16	680,85	0,34	-91,11	-0,04
19	16 (C)	6,46	14,17>>	735,66	-110,37	8,63	2,37
19	15 (C)	6,47	-14,18<<	735,65	110,34	8,64	-2,38
19	14 (C)	35,67	0,09	820,86>>	-0,24	67,58	0,02
19	49 (C)	-29,77	-0,11	499,01<<	0,23	-60,22	-0,03
19	15 (C)	6,47	-14,18	735,65	110,34>>	8,64	-2,38
19	16 (C)	6,46	14,17	735,66	-110,37<<	8,63	2,37
19	18 (C)	54,24	0,15	790,69	-0,38	105,66>>	0,04
19	17 (C)	-45,24	-0,16	680,85	0,34	-91,11<<	-0,04
19	16 (C)	6,46	14,17	735,66	-110,37	8,63	2,37>>
19	15 (C)	6,47	-14,18	735,65	110,34	8,64	-2,38<<

Nudo	Caso	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
21	18 (C)	44,22>>	0,19	445,72	-0,46	96,58	0,04
21	17 (C)	-38,95<<	-0,24	336,74	0,49	-88,51	-0,06
21	16 (C)	3,45	22,94>>	391,18	-119,42	4,6	-3,67
21	15 (C)	3,45	-22,99<<	391,18	119,46	4,61	3,65
21	18 (C)	44,22	0,19	445,72>>	-0,46	96,58	0,04
21	49 (C)	-25,75	-0,16	249,64<<	0,33	-58,72	-0,04
21	15 (C)	3,45	-22,99	391,18	119,46>>	4,61	3,65
21	16 (C)	3,45	22,94	391,18	-119,42<<	4,6	-3,67
21	18 (C)	44,22	0,19	445,72	-0,46	96,58>>	0,04
21	17 (C)	-38,95	-0,24	336,74	0,49	-88,51<<	-0,06
21	15 (C)	3,45	-22,99	391,18	119,46	4,61	3,65>>
21	16 (C)	3,45	22,94	391,18	-119,42	4,6	-3,67<<
23	18 (C)	44,14>>	-0,01	1405,22	0,01	99,71	-0,01
23	17 (C)	-43,92<<	-0,01	1404,34	0,01	-99,44	0,01
23	16 (C)	0,11	14,79>>	1405,01	-111,91	0,14	0
23	15 (C)	0,11	-14,80<<	1405,01	111,94	0,14	0
23	14 (C)	26,53	-0,01	1508,33>>	0,01	59,9	-0,01
23	49 (C)	-29,27	0	1021,73<<	0,01	-66,28	0
23	15 (C)	0,11	-14,8	1405,01	111,94>>	0,14	0
23	16 (C)	0,11	14,79	1405,01	-111,91<<	0,14	0
23	18 (C)	44,14	-0,01	1405,22	0,01	99,71>>	-0,01
23	17 (C)	-43,92	-0,01	1404,34	0,01	-99,44<<	0,01
23	17 (C)	-43,92	-0,01	1404,34	0,01	-99,44	0,01>>
23	18 (C)	44,14	-0,01	1405,22	0,01	99,71	-0,01<<
25	18 (C)	43,20>>	-0,01	735,08	0,02	98,38	-0,02
25	17 (C)	-43,31<<	-0,01	735,74	0,02	-98,55	0,01
25	16 (C)	-0,05	29,39>>	735,51	-122,31	-0,08	-0,01
25	15 (C)	-0,05	-29,41<<	735,51	122,36	-0,08	0
25	13 (C)	-26,01	-0,01	779,29>>	0,03	-59,17	0
25	50 (C)	28,8	-0,01	536,68<<	0,02	65,58	-0,01
25	15 (C)	-0,05	-29,41	735,51	122,36>>	-0,08	0
25	16 (C)	-0,05	29,39	735,51	-122,31<<	-0,08	-0,01
25	18 (C)	43,2	-0,01	735,08	0,02	98,38>>	-0,02
25	17 (C)	-43,31	-0,01	735,74	0,02	-98,55<<	0,01
25	17 (C)	-43,31	-0,01	735,74	0,02	-98,55	0,01>>
25	18 (C)	43,2	-0,01	735,08	0,02	98,38	-0,02<<
27	18 (C)	45,30>>	-0,18	678,46	0,42	91,18	0,05
27	17 (C)	-54,21<<	0,14	789,17	-0,31	-105,62	-0,04
27	16 (C)	-6,41	14,16>>	733,7	-110,29	-8,58	-2,37
27	15 (C)	-6,42	-14,20<<	733,7	110,41	-8,59	2,38
27	13 (C)	-35,63	0,08	819,00>>	-0,15	-67,53	-0,02
27	50 (C)	29,82	-0,12	497,30<<	0,28	60,28	0,03
27	15 (C)	-6,42	-14,2	733,7	110,41>>	-8,59	2,38
27	16 (C)	-6,41	14,16	733,7	-110,29<<	-8,58	-2,37
27	18 (C)	45,3	-0,18	678,46	0,42	91,18>>	0,05
27	17 (C)	-54,21	0,14	789,17	-0,31	-105,62<<	-0,04
27	15 (C)	-6,42	-14,2	733,7	110,41	-8,59	2,38>>
27	16 (C)	-6,41	14,16	733,7	-110,29	-8,58	-2,37<<
29	18 (C)	38,90>>	-0,25	338,18	0,57	88,42	0,07
29	17 (C)	-44,24<<	0,18	446,51	-0,39	-96,64	-0,04
29	16 (C)	-3,48	22,93>>	392,3	-119,34	-4,67	3,67
29	15 (C)	-3,48	-23,01<<	392,3	119,54	-4,68	-3,65
29	17 (C)	-44,24	0,18	446,51>>	-0,39	-96,64	-0,04
29	50 (C)	25,72	-0,17	250,67<<	0,39	58,66	0,05
29	15 (C)	-3,48	-23,01	392,3	119,54>>	-4,68	-3,65
29	16 (C)	-3,48	22,93	392,3	-119,34<<	-4,67	3,67
29	18 (C)	38,9	-0,25	338,18	0,57	88,42>>	0,07
29	17 (C)	-44,24	0,18	446,51	-0,39	-96,64<<	-0,04
29	16 (C)	-3,48	22,93	392,3	-119,34	-4,67	3,67>>
29	15 (C)	-3,48	-23,01	392,3	119,54	-4,68	-3,65<<

- REACCIONS DE SEGON ORDRE

Nudo	Caso	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
1	18	45,05>>	-0,19	448,72	0,4	100,86	-0,04
1	17	-39,99<<	0,26	335,39	-0,59	-92,69	0,07
1	16	3,49	18,95>>	392,01	-134,87	4,72	-0,3
1	15	3,49	-18,87<<	392,01	134,67	4,72	0,33
1	18	45,05	-0,19	448,72>>	0,4	100,86	-0,04
1	49	-26,23	0,17	249,21<<	-0,39	-60,69	0,05
1	15	3,49	-18,87	392,01	134,67>>	4,72	0,33
1	16	3,49	18,95	392,01	-134,87<<	4,72	-0,3
1	18	45,05	-0,19	448,72	0,4	100,86>>	-0,04
1	17	-39,99	0,26	335,39	-0,59	-92,69<<	0,07
1	15	3,49	-18,87	392,01	134,67	4,72	0,33>>
1	16	3,49	18,95	392,01	-134,87	4,72	-0,30<<
3	18	43,65>>	0,01	735	-0,02	102,88	0,01
3	17	-43,66<<	0,01	735,44	-0,02	-102,83	-0,02
3	16	0	21,50>>	735,32	-136,52	0,02	-0,01
3	15	0	-21,47<<	735,32	136,46	0,02	0
3	13	-26,23	0,01	779,01>>	-0,03	-61,89	-0,01
3	50	29,02	0,01	536,62<<	-0,02	67,76	0
3	15	0	-21,47	735,32	136,46>>	0,02	0
3	16	0	21,5	735,32	-136,52<<	0,02	-0,01
3	18	43,65	0,01	735	-0,02	102,88>>	0,01
3	17	-43,66	0,01	735,44	-0,02	-102,83<<	-0,02
3	18	43,65	0,01	735	-0,02	102,88	0,01>>
3	17	-43,66	0,01	735,44	-0,02	-102,83	-0,02<<
5	18	40,01>>	0,25	335,27	-0,51	92,77	-0,07
5	17	-45,01<<	-0,2	448,16	0,48	-100,76	0,04
5	16	-3,46	18,93>>	391,67	-134,79	-4,63	0,3
5	15	-3,46	-18,88<<	391,67	134,74	-4,63	-0,33
5	17	-45,01	-0,2	448,16>>	0,48	-100,76	0,04
5	50	26,25	0,16	249,11<<	-0,34	60,75	-0,05
5	15	-3,46	-18,88	391,67	134,74>>	-4,63	-0,33
5	16	-3,46	18,93	391,67	-134,79<<	-4,63	0,3
5	18	40,01	0,25	335,27	-0,51	92,77>>	-0,07
5	17	-45,01	-0,2	448,16	0,48	-100,76<<	0,04
5	16	-3,46	18,93	391,67	-134,79	-4,63	0,30>>
5	15	-3,46	-18,88	391,67	134,74	-4,63	-0,33<<
7	18	45,46>>	0,17	678,33	-0,36	94,97	-0,04
7	17	-54,13<<	-0,16	792,71	0,39	-109,49	0,04
7	16	-6,44	14,27>>	735,41	-130,22	-8,69	-2,38
7	15	-6,44	-14,26<<	735,41	130,25	-8,69	2,37
7	13	-35,63	-0,09	822,05>>	0,25	-70,09	0,02
7	50	29,88	0,11	497,75<<	-0,23	62,07	-0,03
7	15	-6,44	-14,26	735,41	130,25>>	-8,69	2,37
7	16	-6,44	14,27	735,41	-130,22<<	-8,69	-2,38
7	18	45,46	0,17	678,33	-0,36	94,97>>	-0,04
7	17	-54,13	-0,16	792,71	0,39	-109,49<<	0,04
7	15	-6,44	-14,26	735,41	130,25	-8,69	2,37>>
7	16	-6,44	14,27	735,41	-130,22	-8,69	-2,38<<
9	18	42,67>>	0,01	1403,83	-0,01	103,27	0,01
9	17	-42,82<<	0,01	1404,74	-0,01	-103,43	-0,01
9	16	-0,07	13,58>>	1404,52	-130,92	-0,08	0
9	15	-0,07	-13,56<<	1404,52	130,89	-0,08	0
9	13	-25,66	0,01	1507,80>>	-0,01	-62,26	-0,01
9	50	28,69	0	1021,37<<	-0,01	68,13	0
9	15	-0,07	-13,56	1404,52	130,89>>	-0,08	0
9	16	-0,07	13,58	1404,52	-130,92<<	-0,08	0
9	18	42,67	0,01	1403,83	-0,01	103,27>>	0,01
9	17	-42,82	0,01	1404,74	-0,01	-103,43<<	-0,01
9	18	42,67	0,01	1403,83	-0,01	103,27	0,01>>
9	17	-42,82	0,01	1404,74	-0,01	-103,43	-0,01<<

Nudo	Caso	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
11	18	54,15>>	-0,15	792,21	0,32	109,55	-0,04
11	17	-45,48<<	0,18	676,91	-0,43	-94,96	0,05
11	16	6,44	14,28>>	734,45	-130,3	8,72	2,38
11	15	6,44	-14,25<<	734,45	130,18	8,72	-2,37
11	14	35,64	-0,08	821,28>>	0,16	70,14	-0,02
11	49	-29,89	0,12	496,75<<	-0,29	-62,06	0,03
11	15	6,44	-14,25	734,45	130,18>>	8,72	-2,37
11	16	6,44	14,28	734,45	-130,30<<	8,72	2,38
11	18	54,15	-0,15	792,21	0,32	109,55>>	-0,04
11	17	-45,48	0,18	676,91	-0,43	-94,96<<	0,05
11	16	6,44	14,28	734,45	-130,3	8,72	2,38>>
11	15	6,44	-14,25	734,45	130,18	8,72	-2,37<<
13	18	56,81>>	0,01	895,87	-0,04	112,15	0
13	17	-46,98<<	0	780,96	-0,03	-95,56	0
13	16	7,35	14,08>>	838,29	-130,17	9,95	2,36
13	15	7,35	-14,07<<	838,29	130,09	9,96	-2,36
13	14	37,67	0,01	934,28>>	-0,04	72,31	0
13	49	-30,89	0	572,15<<	-0,02	-62,42	0
13	15	7,35	-14,07	838,29	130,09>>	9,96	-2,36
13	16	7,35	14,08	838,29	-130,17<<	9,95	2,36
13	18	56,81	0,01	895,87	-0,04	112,15>>	0
13	17	-46,98	0	780,96	-0,03	-95,56<<	0
13	16	7,35	14,08	838,29	-130,17	9,95	2,36>>
13	15	7,35	-14,07	838,29	130,09	9,96	-2,36<<
15	18	42,27>>	0	1584,97	0	103,22	0
15	17	-42,36<<	0	1585,76	0	-103,33	0
15	16	-0,05	13,23>>	1585,64	-130,69	-0,06	0
15	15	-0,05	-13,23<<	1585,64	130,69	-0,06	0
15	13	-25,35	0	1705,04>>	0	-62,18	0
15	50	28,51	0	1152,63<<	0	68,14	0
15	15	-0,05	-13,23	1585,64	130,69>>	-0,06	0
15	16	-0,05	13,23	1585,64	-130,69<<	-0,06	0
15	18	42,27	0	1584,97	0	103,22>>	0
15	17	-42,36	0	1585,76	0	-103,33<<	0
15	48	-0,03	9,13	1153,05	-83,17	-0,04	-0,00>>
15	11	-0,05	-7,85	1704,96	79,31	-0,06	-0,00<<
17	18	46,98>>	-0,01	781,58	0,04	95,57	0
17	17	-56,78<<	0	895,7	0,03	-112,1	0
17	16	-7,33	14,07>>	838,51	-130,09	-9,92	-2,36
17	15	-7,34	-14,08<<	838,51	130,17	-9,92	2,36
17	13	-37,65	0	934,28>>	0,04	-72,26	0
17	50	30,89	0	572,57<<	0,03	62,43	0
17	15	-7,34	-14,08	838,51	130,17>>	-9,92	2,36
17	16	-7,33	14,07	838,51	-130,09<<	-9,92	-2,36
17	18	46,98	-0,01	781,58	0,04	95,57>>	0
17	17	-56,78	0	895,7	0,03	-112,10<<	0
17	15	-7,34	-14,08	838,51	130,17	-9,92	2,36>>
17	16	-7,33	14,07	838,51	-130,09	-9,92	-2,36<<
19	18	54,14>>	0,16	792,92	-0,4	109,51	0,04
19	17	-45,44<<	-0,17	678,56	0,36	-94,93	-0,05
19	16	6,46	14,31>>	735,63	-130,37	8,72	2,38
19	15	6,46	-14,32<<	735,63	130,33	8,72	-2,39
19	14	35,64	0,09	822,28>>	-0,25	70,12	0,02
19	49	-29,87	-0,11	497,92<<	0,24	-62,05	-0,03
19	15	6,46	-14,32	735,63	130,33>>	8,72	-2,39
19	16	6,46	14,31	735,63	-130,37<<	8,72	2,38
19	18	54,14	0,16	792,92	-0,4	109,51>>	0,04
19	17	-45,44	-0,17	678,56	0,36	-94,93<<	-0,05
19	16	6,46	14,31	735,63	-130,37	8,72	2,38>>
19	15	6,46	-14,32	735,63	130,33	8,72	-2,39<<

Nudo	Caso	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
21	18	45,01>>	0,2	447,96	-0,49	100,76	0,04
21	17	-40,03<<	-0,25	334,48	0,52	-92,78	-0,07
21	16	3,44	23,74>>	391,17	-139,87	4,62	-3,61
21	15	3,45	-23,79<<	391,18	139,91	4,63	3,58
21	18	45,01	0,2	447,96>>	-0,49	100,76	0,04
21	49	-26,26	-0,16	248,56<<	0,34	-60,76	-0,04
21	15	3,45	-23,79	391,18	139,91>>	4,63	3,58
21	16	3,44	23,74	391,17	-139,87<<	4,62	-3,61
21	18	45,01	0,2	447,96	-0,49	100,76>>	0,04
21	17	-40,03	-0,25	334,48	0,52	-92,78<<	-0,07
21	15	3,45	-23,79	391,18	139,91	4,63	3,58>>
21	16	3,44	23,74	391,17	-139,87	4,62	-3,61<<
23	18	42,84>>	-0,01	1405,29	0,01	103,48	-0,01
23	17	-42,63<<	-0,01	1404,38	0,01	-103,2	0,01
23	16	0,11	13,62>>	1405,07	-131,03	0,14	0
23	15	0,11	-13,64<<	1405,07	131,06	0,14	0
23	14	25,69	-0,01	1508,40>>	0,01	62,32	-0,01
23	49	-28,66	0	1021,77<<	0,01	-68,08	0
23	15	0,11	-13,64	1405,07	131,06>>	0,14	0
23	16	0,11	13,62	1405,07	-131,03<<	0,14	0
23	18	42,84	-0,01	1405,29	0,01	103,48>>	-0,01
23	17	-42,63	-0,01	1404,38	0,01	-103,20<<	0,01
23	17	-42,63	-0,01	1404,38	0,01	-103,2	0,01>>
23	18	42,84	-0,01	1405,29	0,01	103,48	-0,01<<
25	18	43,62>>	-0,01	735,09	0,02	102,78	-0,02
25	17	-43,72<<	-0,01	735,77	0,02	-102,95	0,01
25	16	-0,05	29,51>>	735,53	-142,32	-0,08	-0,01
25	15	-0,05	-29,54<<	735,53	142,37	-0,09	0
25	13	-26,28	-0,01	779,31>>	0,03	-62,01	0
25	50	28,99	-0,01	536,69<<	0,02	67,69	-0,01
25	15	-0,05	-29,54	735,53	142,37>>	-0,09	0
25	16	-0,05	29,51	735,53	-142,32<<	-0,08	-0,01
25	18	43,62	-0,01	735,09	0,02	102,78>>	-0,02
25	17	-43,72	-0,01	735,77	0,02	-102,95<<	0,01
25	17	-43,72	-0,01	735,77	0,02	-102,95	0,01>>
25	18	43,62	-0,01	735,09	0,02	102,78	-0,02<<
27	18	45,52>>	-0,18	676,16	0,44	95,01	0,05
27	17	-54,11<<	0,15	791,42	-0,33	-109,48	-0,04
27	16	-6,4	14,30>>	733,68	-130,29	-8,66	-2,38
27	15	-6,41	-14,33<<	733,68	130,42	-8,67	2,39
27	13	-35,6	0,08	820,43>>	-0,17	-70,07	-0,02
27	50	29,91	-0,12	496,21<<	0,29	62,1	0,03
27	15	-6,41	-14,33	733,68	130,42>>	-8,67	2,39
27	16	-6,4	14,3	733,68	-130,29<<	-8,66	-2,38
27	18	45,52	-0,18	676,16	0,44	95,01>>	0,05
27	17	-54,11	0,15	791,42	-0,33	-109,48<<	-0,04
27	15	-6,41	-14,33	733,68	130,42	-8,67	2,39>>
27	16	-6,4	14,3	733,68	-130,29	-8,66	-2,38<<
29	18	39,98>>	-0,26	335,95	0,6	92,69	0,07
29	17	-45,03<<	0,19	448,73	-0,41	-100,82	-0,04
29	16	-3,47	23,72>>	392,29	-139,78	-4,69	3,61
29	15	-3,48	-23,80<<	392,3	139,99	-4,7	-3,58
29	17	-45,03	0,19	448,73>>	-0,41	-100,82	-0,04
29	50	26,23	-0,17	249,60<<	0,4	60,7	0,05
29	15	-3,48	-23,8	392,3	139,99>>	-4,7	-3,58
29	16	-3,47	23,72	392,29	-139,78<<	-4,69	3,61
29	18	39,98	-0,26	335,95	0,6	92,69>>	0,07
29	17	-45,03	0,19	448,73	-0,41	-100,82<<	-0,04
29	16	-3,47	23,72	392,29	-139,78	-4,69	3,61>>
29	15	-3,48	-23,8	392,3	139,99	-4,7	-3,58<<

C.2 NOTA DE CÀLCUL DEL DIMENSIONAMENT DE PILAR I LA SEVA ARMADURA AMB DETALL D'ARMAT ADJUNT, DELS PILARS REPRESENTATIUS DE CADASCUNA DE LES TIPOLOGIES.

- COLUMNA 6 – REPRESENTATIVA DELS PILARS TIPUS LATERALS
- COLUMNA 1 – REPRESENTATIVA DELS PILARS TIPUS CANTONADA
- COLUMNA 2 – REPRESENTATIVA DELS PILARS TIPUS FRONTALS
- COLUMNA 5 – REPRESENTATIVA DELS PILARS TIPUS CENTRALS

1 Nivel:

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 0 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna6 Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : HA - 45 f_{ck} = 45,00 (MPa)
  Densidad : 2447,32 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo 45,0 x 60,0 (cm)
2.2.2 Altura: L = 13,20 (m)
2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
2.2.4 Altura de la viga = 0,40 (m)
2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 3,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
COMB1	de cálculo	6	1,00	790,82	69,19	-15,75	-0,04	73,79
COMB2	de cálculo	6	1,00	790,82	69,18	-15,77	0,08	-74,14
COMB3	de cálculo	6	1,00	762,26	57,19	84,80	0,03	0,18
COMB4	de cálculo	6	1,00	819,42	81,30	-114,51	0,00	-0,44
COMB5	de cálculo	6	1,00	739,88	65,44	-14,48	-0,08	123,08
COMB6	de cálculo	6	1,00	739,88	65,44	-14,50	0,11	-123,47
COMB7	de cálculo	6	1,00	692,28	45,45	153,10	0,04	0,40
COMB8	de cálculo	6	1,00	787,54	85,63	-179,08	-0,01	-0,63
COMB9	de cálculo	6	1,00	744,74	67,66	-14,47	-0,04	73,80
COMB10	de cálculo	6	1,00	744,74	67,65	-14,49	0,07	-74,13
COMB11	de cálculo	6	1,00	716,17	55,66	86,08	0,03	0,19
COMB12	de cálculo	6	1,00	773,33	79,77	-113,23	0,00	-0,43
COMB13	de cálculo	6	1,00	601,98	94,96	-257,09	-0,11	-57,54
COMB14	de cálculo	6	1,00	601,95	94,96	-257,08	-0,02	55,77
COMB15	de cálculo	6	1,00	424,09	-5,88	276,47	0,04	-55,94
COMB16	de cálculo	6	1,00	424,06	-5,88	276,48	0,13	57,38
COMB17	de cálculo	6	1,00	701,88	74,79	-58,81	-0,19	-168,70
COMB18	de cálculo	6	1,00	484,01	28,40	81,66	-0,14	-168,14
COMB19	de cálculo	6	1,00	542,02	60,65	-61,77	0,16	167,95
COMB20	de cálculo	6	1,00	483,89	28,39	81,69	0,21	168,49

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB16 (B)
Esfuerzos seccionales:

Nsd = 424,06 (kN) Msdy = 276,48 (kN*m) Msdz = 57,38 (kN*m)
Esfuerzos dimensionantes:
Nudo inferior
N = 424,06 (kN) N*etotz = 608,24 (kN*m) N*etoty= 196,35 (kN*m)

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	65,2 (cm)	13,5 (cm)
mínimo	emin:	3,0 (cm)	3,0 (cm)
inicial	ee:	65,2 (cm)	13,5 (cm)
II orden	ea:	65,2 (cm)	29,2 (cm)
total	etot:	143,4 (cm)	46,3 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	101,32	35,00	Columna esbelta

λ > 100 Método general

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 276,48 (kN*m) M1 = -5,88 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = 276,48 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = 65,2 (cm)
emin = 3,0 (cm)
ee = max(ee;emin) = 65,2 (cm)
ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi\left(e_e + 0{,}1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}}\right)$$

lo = 17,55 (m)

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0{,}3|}$$

d-d' = 49,1 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)

$$\alpha = 4\beta \frac{e_e(d-d') + 0{,}1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,23
is = 22,1 (cm)
α = 7,93
ν = Nd/(Ac*fcd) = 0,05
Nd = 424,06 (kN)
Ac = 0,27 (m2)
fcd = 30,00 (MPa)
1/r = 0,01

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g}{(1-1.4\nu_g)} \frac{e_e}{l_0^2}$$

φ = 1,12
νg = Nsg*lo^2 / (10Ec*Ic) = 0,05
Nsg = 424,06 (kN)
Ec = 30233,59 (MPa)
Ic = 810000,0 (cm4)
1 / rf = 0,00
1/rtot = 1/r + 1/rf = 0,01

$$\Psi = 1 + 0{,}2\frac{\beta 10^{-6}}{\varepsilon_y i_c \frac{1}{r}}$$

ic = 17,3 (cm)
Ψ = 1,10

ea = 65,2 (cm)
etot = Ψ(ee + ea) = 143,4 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	135,10	35,00	Columna esbelta

λ > 100 Método general

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

M2 = 57,38 (kN*m) M1 = 0,13 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = 57,38 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = 13,5 (cm)
emin = 3,0 (cm)
ee = max(ee;emin) = 13,5 (cm)
ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi\left(e_e + 0{,}1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}}\right)$$

lo = 17,55 (m)

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d - d'}\frac{1 + \alpha\nu}{1 + \alpha\nu + 2|\nu - 0{,}3|}$$

d-d' = 34,1 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)

$$\alpha = 4\beta\frac{e_e(d - d') + 0{,}1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d - d')^2}$$

β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,06
is = 16,6 (cm)
α = 4,13
ν = Nd/(Ac*fcd) = 0,05
Nd = 424,06 (kN)
Ac = 0,27 (m2)
fcd = 30,00 (MPa)
1/r = 0,01

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g}{(1 - 1.4\nu_g)}\frac{e_e}{l_0^2}$$

φ = 1,12
νg = Nsg*lo^2 / (10Ec*Ic) = 0,09
Nsg = 424,06 (kN)
Ec = 30233,59 (MPa)
Ic = 455625,0 (cm4)
1 / rf = 0,00
1/rtot = 1/r + 1/rf = 0,01

$$\Psi = 1 + 0{,}2\frac{\beta 10^{-6}}{\varepsilon_y i_c \frac{1}{r}}$$

ic = 13,0 (cm)
Ψ = 1,08

ea = 29,2 (cm)
etot = Ψ(ee + ea) = 46,3 (cm)

2.5.2 Armadura:

sección de acero real	Asr = 53,78 (cm2)
Densidad del armado:	ρ = 1,99 %

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 12 ϕ20,0 l = 13,17 (m)
- 8 ϕ16,0 l = 13,17 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

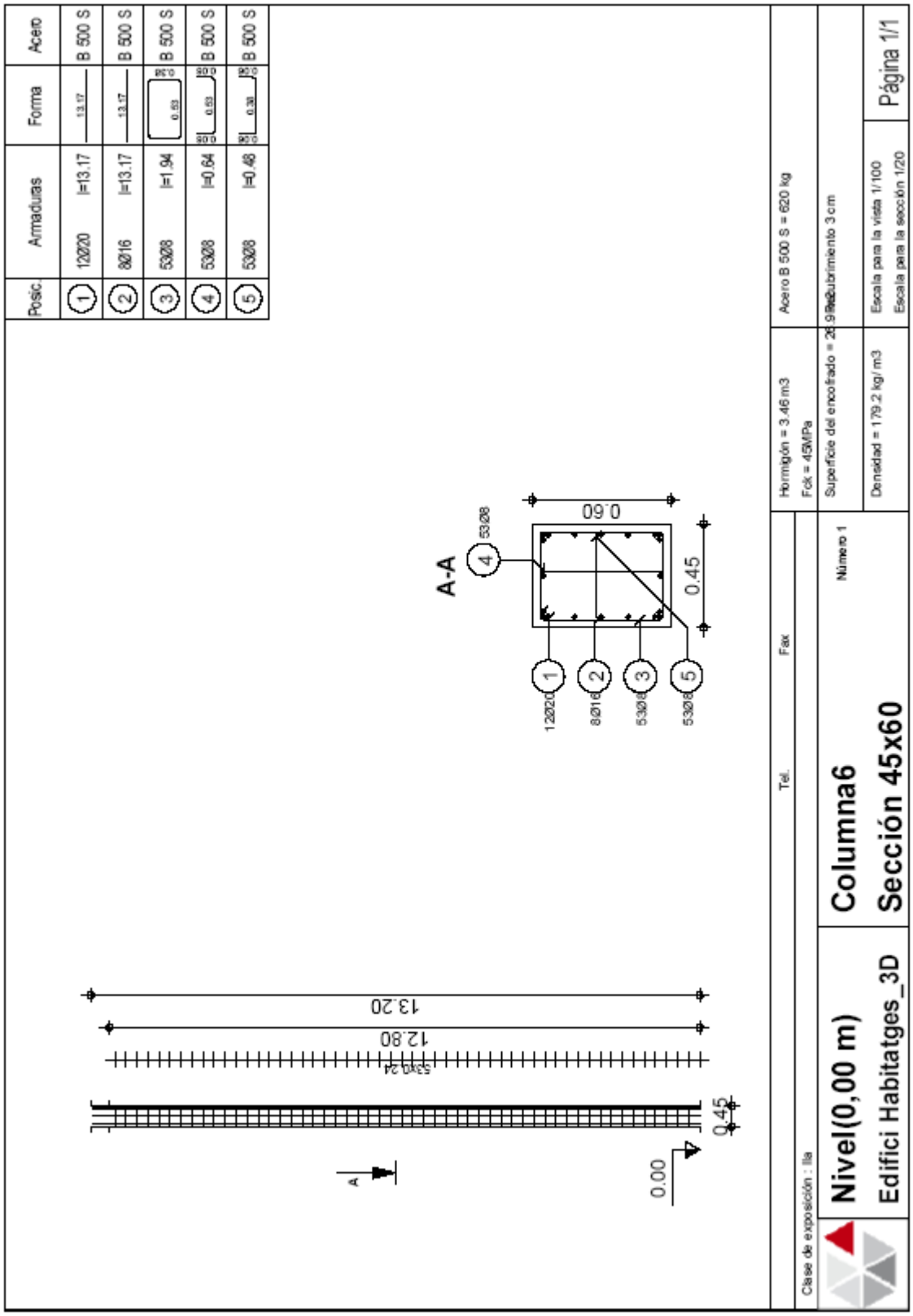
Estribos	53 ϕ8,0	l = 1,94 (m)
alfileres	53 ϕ8,0	l = 0,63 (m)
	53 ϕ8,0	l = 0,48 (m)

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 3,46 (m3)
- Superficie de encofrado = 26,88 (m2)

- Acero B 500 S
  - Peso total = 620,17 (kG)
  - Densidad = 179,45 (kG/m3)
  - Diámetro medio = 14,4 (mm)
  - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
8,0	0,48	0,19	53	10,14
8,0	0,63	0,25	53	13,28
8,0	1,94	0,76	53	40,51
16,0	13,17	20,79	8	166,35
20,0	13,17	32,49	12	389,88


Posic.
Armaduras
Forma
Acero
1 12Ø20 l=13.17 B 500 S
2 8Ø16 l=13.17 B 500 S
3 5Ø8 l=1.94 B 500 S
4 5Ø8 l=0.64 B 500 S
5 5Ø8 l=0.48 B 500 S
A-A
0.60
0.45
13.20
12.80
0.00
Hormigón = 3.46 m3
Fck = 45MPa
Acero B 500 S = 620 kg
Densidad = 179.2 kg/ m3
Escala para la vista 1/100
Escala para la sección 1/20
Tel.
Fax
Número 1
Clase de exposición : IIa
Nivel(0,00 m)
Edifici Habitatges_3D
Columna6
Sección 45x60
Página 1/1

1 Nivel:

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 0 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna1 Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : HA - 45 f_{ck} = 45,00 (MPa)
  Densidad : 2447,32 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo 40,0 x 40,0 (cm)
2.2.2 Altura: L = 13,20 (m)
2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
2.2.4 Altura de la viga = 0,40 (m)
2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 3,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
COMB1	de cálculo	1	1,00	378,53	32,99	-7,57	0,05	36,40
COMB2	de cálculo	1	1,00	378,53	32,99	-7,59	-0,17	-39,01
COMB3	de cálculo	1	1,00	355,42	24,39	22,81	0,03	0,10
COMB4	de cálculo	1	1,00	401,67	41,71	-37,25	-0,02	-0,31
COMB5	de cálculo	1	1,00	357,57	31,37	-7,01	0,08	60,75
COMB6	de cálculo	1	1,00	357,57	31,37	-7,05	-0,29	-64,94
COMB7	de cálculo	1	1,00	319,05	17,03	43,62	0,04	0,25
COMB8	de cálculo	1	1,00	396,14	45,90	-56,49	-0,03	-0,44
COMB9	de cálculo	1	1,00	359,53	32,23	-7,01	0,05	36,41
COMB10	de cálculo	1	1,00	359,53	32,23	-7,03	-0,17	-39,01
COMB11	de cálculo	1	1,00	336,42	23,63	23,36	0,03	0,11
COMB12	de cálculo	1	1,00	382,67	40,95	-36,70	-0,02	-0,30
COMB13	de cálculo	1	1,00	322,42	58,21	-74,64	-0,14	-27,08
COMB14	de cálculo	1	1,00	322,41	58,20	-74,63	-0,04	25,95
COMB15	de cálculo	1	1,00	178,54	-14,97	84,16	0,05	-26,09
COMB16	de cálculo	1	1,00	178,52	-14,98	84,17	0,15	26,94
COMB17	de cálculo	1	1,00	353,51	40,25	-14,98	-0,18	-78,50
COMB18	de cálculo	1	1,00	226,98	9,92	26,17	-0,12	-78,14
COMB19	de cálculo	1	1,00	273,96	33,28	-16,44	0,09	77,34
COMB20	de cálculo	1	1,00	226,94	9,88	26,19	0,15	77,67

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB17 (B)
Esfuerzos seccionales:

Nsd = 353,51 (kN) Msdy = -14,98 (kN*m) Msdz = -78,50 (kN*m)
Esfuerzos dimensionantes:
Nudo inferior
N = 353,51 (kN) N*etotz = -148,72 (kN*m) N*etoty= -233,03 (kN*m)

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	-4,2 (cm)	-22,2 (cm)
mínimo	emin:	2,0 (cm)	2,0 (cm)
inicial	ee:	2,0 (cm)	2,0 (cm)
II orden	ea:	-34,8 (cm)	-39,4 (cm)
total	etot:	-42,1 (cm)	-65,9 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	151,99	35,00	Columna esbelta

λ > 100 Método general

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 40,25 (kN*m) M1 = -14,98 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -14,98 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = -4,2 (cm)
emin = 2,0 (cm)
ee = max(ee;emin) = 2,0 (cm)
ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi\left(e_e + 0{,}1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}}\right)$$

lo = 17,55 (m)

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0{,}3|}$$

d-d' = 29,2 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)

$$\alpha = 4\beta \frac{e_e(d-d') + 0{,}1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,07
is = 14,1 (cm)
α = 3,98
ν = Nd/(Ac*fcd) = 0,07
Nd = 353,51 (kN)
Ac = 0,16 (m2)
fcd = 30,00 (MPa)
1/r = 0,01

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g}{(1-1.4\nu_g)} \frac{e_e}{l_0^2}$$

φ = 1,12
νg = Nsg*lo^2 / (10Ec*Ic) = 0,17
Nsg = 353,51 (kN)
Ec = 30233,59 (MPa)
Ic = 213333,3 (cm4)
1 / rf = 0,00
1/rtot = 1/r + 1/rf = 0,01

$$\Psi = 1 + 0{,}2\frac{\beta 10^{-6}}{\varepsilon_y i_c \frac{1}{r}}$$

ic = 11,5 (cm)
Ψ = 1,08

ea = -34,8 (cm)
etot = Ψ(ee + ea) = -42,1 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	151,99	35,00	Columna esbelta

λ > 100 Método general

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

M2 = -0,18 (kN*m) M1 = -78,50 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -78,50 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = -22,2 (cm)
emin = 2,0 (cm)
ee = max(ee;emin) = 2,0 (cm)
ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi\left(e_e + 0{,}1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}}\right)$$

lo = 17,55 (m)

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d - d'}\frac{1 + \alpha\nu}{1 + \alpha\nu + 2|\nu - 0{,}3|}$$

d-d' = 29,2 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)

$$\alpha = 4\beta\frac{e_e(d - d') + 0{,}1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d - d')^2}$$

β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00
is = 14,7 (cm)
α = 6,18
ν = Nd/(Ac*fcd) = 0,07
Nd = 353,51 (kN)
Ac = 0,16 (m2)
fcd = 30,00 (MPa)
1/r = 0,01

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g}{(1 - 1.4\nu_g)}\frac{e_e}{l_0^2}$$

φ = 1,12
νg = Nsg*lo^2 / (10Ec*Ic) = 0,17
Nsg = 353,51 (kN)
Ec = 30233,59 (MPa)
Ic = 213333,3 (cm4)
1 / rf = 0,00
1/rtot = 1/r + 1/rf = 0,01

$$\Psi = 1 + 0{,}2\frac{\beta 10^{-6}}{\varepsilon_y i_c \frac{1}{r}}$$

ic = 11,5 (cm)
Ψ = 1,07

ea = -39,4 (cm)
etot = Ψ(ee + ea) = -65,9 (cm)

2.5.2 Armadura:

sección de acero real Asr = 34,43 (cm2)
Densidad del armado: ρ = 2,15 %

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 4 ϕ32,0 l = 13,17 (m)
- 2 ϕ12,0 l = 13,17 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos 71 ϕ8,0 l = 1,44 (m)

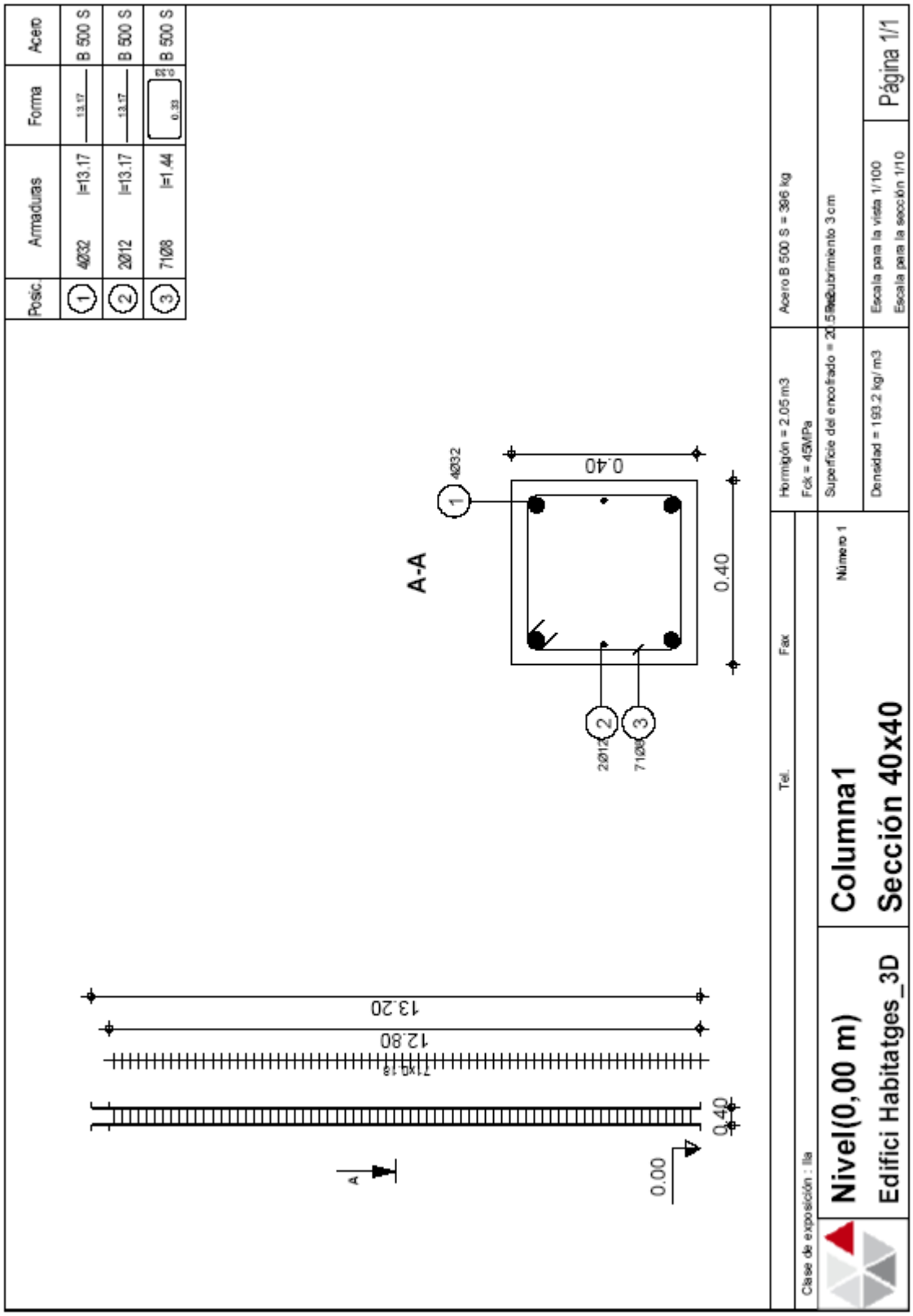
alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 2,05 (m3)
- Superficie de encofrado = 20,48 (m2)

- Acero B 500 S
  - Peso total = 396,35 (kG)
  - Densidad = 193,53 (kG/m3)
  - Diámetro medio = 15,6 (mm)
  - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
8,0	1,44	0,57	71	40,26
12,0	13,17	11,70	2	23,39
32,0	13,17	83,18	4	332,70


Posic.
Armaduras
Forma
Acero
1
4Ø32
l=13.17
13.17
B 500 S
2
2Ø12
l=13.17
13.17
B 500 S
3
7Ø8
l=1.44
0.33
B 500 S
A-A
4Ø32
0.40
0.40
2Ø12
7Ø8
13.20
12.80
7x0.16
0.40
0.00
A
Hormigón = 2.05 m3
Fck = 45MPa
Acero B 500 S = 396 kg
Superficie del encofrado = 20.5m2
Recubrimiento 3 cm
Densidad = 193.2 kg/ m3
Escala para la vista 1/100
Escala para la sección 1/10
Página 1/1
Tel.
Fax
Número 1
Clase de exposición : IIa
Nivel(0,00 m)
Edifici Habitatges_3D
Columna1
Sección 40x40

1 Nivel:

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 0 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna2 Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : HA - 45 f_{ck} = 45,00 (MPa)
  Densidad : 2447,32 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo 40,0 x 50,0 (cm)
2.2.2 Altura: L = 13,20 (m)
2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
2.2.4 Altura de la viga = 0,40 (m)
2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 3,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
COMB1	de cálculo	2	1,00	749,30	0,13	-0,13	-0,07	46,29
COMB2	de cálculo	2	1,00	749,30	0,13	-0,13	0,37	-49,82
COMB3	de cálculo	2	1,00	749,33	-18,09	54,39	0,02	-0,03
COMB4	de cálculo	2	1,00	749,21	18,35	-54,65	0,02	-0,03
COMB5	de cálculo	2	1,00	704,82	0,12	-0,12	-0,13	77,18
COMB6	de cálculo	2	1,00	704,82	0,12	-0,12	0,61	-83,01
COMB7	de cálculo	2	1,00	704,86	-30,25	90,75	0,02	-0,03
COMB8	de cálculo	2	1,00	704,67	30,49	-90,99	0,02	-0,03
COMB9	de cálculo	2	1,00	709,12	0,12	-0,12	-0,07	46,30
COMB10	de cálculo	2	1,00	709,12	0,12	-0,12	0,37	-49,82
COMB11	de cálculo	2	1,00	709,14	-18,11	54,40	0,02	-0,03
COMB12	de cálculo	2	1,00	709,03	18,34	-54,64	0,02	-0,03
COMB13	de cálculo	2	1,00	491,62	74,13	-155,64	-0,09	-33,30
COMB14	de cálculo	2	1,00	491,61	74,13	-155,63	0,11	33,24
COMB15	de cálculo	2	1,00	491,26	-73,96	155,80	-0,09	-33,28
COMB16	de cálculo	2	1,00	491,25	-73,97	155,81	0,11	33,26
COMB17	de cálculo	2	1,00	646,22	23,86	-42,07	-0,34	-98,06
COMB18	de cálculo	2	1,00	491,41	-23,63	42,25	-0,34	-98,04
COMB19	de cálculo	2	1,00	491,48	23,80	-42,08	0,45	97,04
COMB20	de cálculo	2	1,00	491,38	-23,67	42,26	0,45	97,05

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB17 (B)
Esfuerzos seccionales:

Nsd = 646,22 (kN) Msdy = -42,07 (kN*m) Msdz = -98,06 (kN*m)
Esfuerzos dimensionantes:
Nudo inferior
N = 646,22 (kN) N*etotz = -240,99 (kN*m) N*etoty= -403,15 (kN*m)

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	-6,5 (cm)	-15,2 (cm)
mínimo	emin:	2,5 (cm)	2,5 (cm)
inicial	ee:	2,5 (cm)	2,5 (cm)
II orden	ea:	-28,2 (cm)	-43,5 (cm)
total	etot:	-37,3 (cm)	-62,4 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	121,59	35,00	Columna esbelta

λ > 100 Método general

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 23,86 (kN*m) M1 = -42,07 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -42,07 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = -6,5 (cm)
emin = 2,5 (cm)
ee = max(ee;emin) = 2,5 (cm)
ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi\left(e_e + 0{,}1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}}\right)$$

lo = 17,55 (m)

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0{,}3|}$$

d-d' = 38,2 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)

$$\alpha = 4\beta \frac{e_e(d-d') + 0{,}1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,03
is = 18,8 (cm)
α = 2,61
ν = Nd/(Ac*fcd) = 0,11
Nd = 646,22 (kN)
Ac = 0,20 (m2)
fcd = 30,00 (MPa)
1/r = 0,01

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g}{(1-1.4\nu_g)} \frac{e_e}{l_0^2}$$

φ = 1,12
νg = Nsg*lo^2 / (10Ec*Ic) = 0,16
Nsg = 646,22 (kN)
Ec = 30233,59 (MPa)
Ic = 416666,7 (cm4)
1 / rf = 0,00
1/rtot = 1/r + 1/rf = 0,01

$$\Psi = 1 + 0{,}2\frac{\beta 10^{-6}}{\varepsilon_y i_c \frac{1}{r}}$$

ic = 14,4 (cm)
Ψ = 1,08

ea = -28,2 (cm)
etot = Ψ(ee + ea) = -37,3 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	151,99	35,00	Columna esbelta

λ > 100 Método general

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

M2 = -0,34 (kN*m) M1 = -98,06 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -98,06 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = -15,2 (cm)
emin = 2,5 (cm)
ee = max(ee;emin) = 2,5 (cm)
ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi\left(e_e + 0{,}1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}}\right)$$

lo = 17,55 (m)

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d - d'}\frac{1 + \alpha\nu}{1 + \alpha\nu + 2|\nu - 0{,}3|}$$

d-d' = 28,2 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)

$$\alpha = 4\beta\frac{e_e(d - d') + 0{,}1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d - d')^2}$$

β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00
is = 14,2 (cm)
α = 5,53
ν = Nd/(Ac*fcd) = 0,11
Nd = 646,22 (kN)
Ac = 0,20 (m2)
fcd = 30,00 (MPa)
1/r = 0,01

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g}{(1 - 1.4\nu_g)}\frac{e_e}{l_0^2}$$

φ = 1,12
νg = Nsg*lo^2 / (10Ec*Ic) = 0,25
Nsg = 646,22 (kN)
Ec = 30233,59 (MPa)
Ic = 266666,7 (cm4)
1 / rf = 0,00
1/rtot = 1/r + 1/rf = 0,01

$$\Psi = 1 + 0{,}2\frac{\beta 10^{-6}}{\varepsilon_y i_c \frac{1}{r}}$$

ic = 11,5 (cm)
Ψ = 1,06

ea = -43,5 (cm)
etot = Ψ(ee + ea) = -62,4 (cm)

2.5.2 Armadura:

sección de acero real Asr = 61,17 (cm2)
Densidad del armado: ρ = 3,06 %

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 12 ϕ25,0 l = 13,17 (m)
- 2 ϕ12,0 l = 13,17 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos 71 ϕ8,0 l = 1,64 (m)

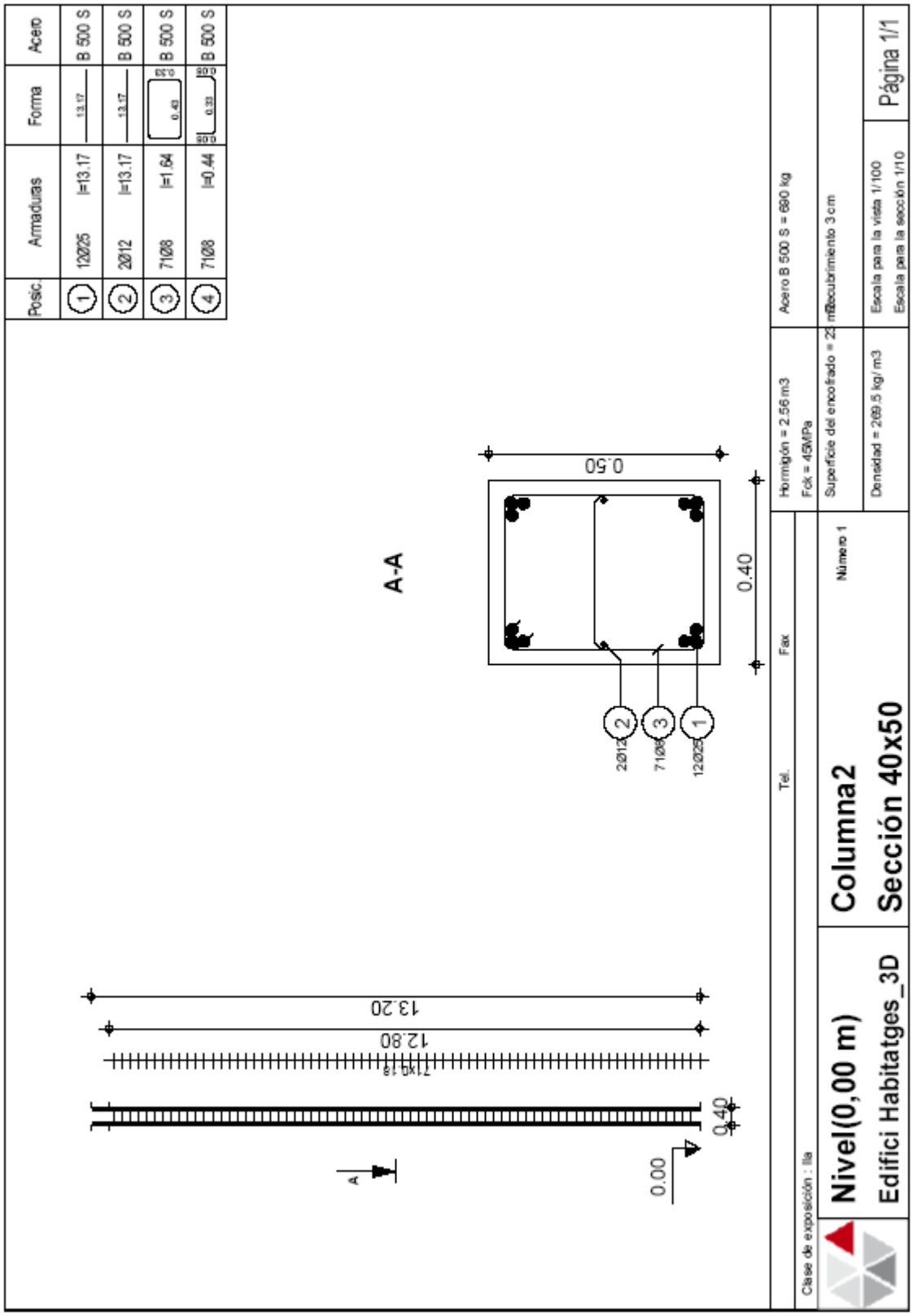
alfileres 71 ϕ8,0 l = 0,43 (m)

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 2,56 (m3)
- Superficie de encofrado = 23,04 (m2)

- Acero B 500 S
  - Peso total = 690,64 (kG)
  - Densidad = 269,78 (kG/m3)
  - Diámetro medio = 16,4 (mm)
  - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
8,0	0,43	0,17	71	12,19
8,0	1,64	0,65	71	45,86
12,0	13,17	11,70	2	23,39
25,0	13,17	50,77	12	609,19


Posic.
Armaduras
Forma
Acero
1 12Ø25 l=13.17 B 500 S
2 2Ø12 l=13.17 B 500 S
3 71Ø8 l=1.64 B 500 S
4 71Ø8 l=0.44 B 500 S
A-A
0.50
0.40
2Ø12
71Ø8
12Ø25
13.20
12.80
71x0.18
0.40
0.00
A
Hormigón = 2.56 m3
Fck = 45MPa
Acero B 500 S = 690 kg
Superficie del encofrado = 23
recubrimiento 3 cm
Densidad = 269.5 kg/ m3
Escala para la vista 1/100
Escala para la sección 1/10
Página 1/1
Tel.
Fax
Número 1
Clase de exposición : IIa
Nivel(0,00 m)
Edifici Habitatges_3D
Columna2
Sección 40x50

1 Nivel:

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 0 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna5 Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : HA - 45 f_{ck} = 45,00 (MPa)
  Densidad : 2447,32 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo 50,0 x 65,0 (cm)
2.2.2 Altura: L = 13,20 (m)
2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
2.2.4 Altura de la viga = 0,40 (m)
2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 3,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
COMB1	de cálculo	5	1,00	1547,64	-0,28	0,03	0,12	110,39
COMB2	de cálculo	5	1,00	1547,64	-0,28	0,03	-0,11	-110,61
COMB3	de cálculo	5	1,00	1547,78	-25,06	136,28	0,00	-0,04
COMB4	de cálculo	5	1,00	1547,44	24,51	-136,22	0,00	-0,04
COMB5	de cálculo	5	1,00	1442,26	-0,26	0,03	0,20	184,01
COMB6	de cálculo	5	1,00	1442,26	-0,26	0,03	-0,19	-184,32
COMB7	de cálculo	5	1,00	1442,49	-41,57	227,11	0,00	-0,03
COMB8	de cálculo	5	1,00	1441,92	41,04	-227,06	0,00	-0,03
COMB9	de cálculo	5	1,00	1452,29	-0,28	0,03	0,12	110,39
COMB10	de cálculo	5	1,00	1452,29	-0,28	0,03	-0,11	-110,61
COMB11	de cálculo	5	1,00	1452,43	-25,06	136,28	0,00	-0,04
COMB12	de cálculo	5	1,00	1452,09	24,51	-136,22	0,00	-0,03
COMB13	de cálculo	5	1,00	996,43	100,73	-386,82	-0,09	-84,51
COMB14	de cálculo	5	1,00	996,40	100,72	-386,81	0,10	84,41
COMB15	de cálculo	5	1,00	995,30	-101,07	386,78	-0,09	-84,46
COMB16	de cálculo	5	1,00	995,27	-101,08	386,79	0,10	84,46
COMB17	de cálculo	5	1,00	1303,63	32,12	-104,72	-0,28	-250,89
COMB18	de cálculo	5	1,00	995,75	-32,49	104,65	-0,28	-250,87
COMB19	de cálculo	5	1,00	995,97	32,14	-104,68	0,29	250,78
COMB20	de cálculo	5	1,00	995,66	-32,53	104,69	0,29	250,79

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB17 (B)
Esfuerzos seccionales:

Nsd = 1303,63 (kN) Msdy = -104,72 (kN*m) Msdz = -250,89 (kN*m)
Esfuerzos dimensionantes:
Nudo inferior
N = 1303,63 (kN) N*etotz = -573,98 (kN*m) N*etoty= -755,08 (kN*m)

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	-8,0 (cm)	-19,2 (cm)
mínimo	emin:	3,3 (cm)	3,3 (cm)
inicial	ee:	3,3 (cm)	3,3 (cm)
II orden	ea:	-36,0 (cm)	-34,4 (cm)
total	etot:	-44,0 (cm)	-57,9 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	93,53	35,00	Columna esbelta

λ < 100 Método aproximativo

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 32,12 (kN*m) M1 = -104,72 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -104,72 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = -8,0 (cm)
emin = 3,3 (cm)
ee = max(ee;emin) = 3,3 (cm)
ea - Método aproximativo

$$e_a = (1+0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon)\frac{h+20e_e}{h+10e_e}\cdot\frac{l_0^2}{50\cdot i_c}$$

lo = 17,55 (m)
β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,20
d-d' = 52,4 (cm)
is = 23,9 (cm)
ic = 18,8 (cm)
h = 65,0 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)
ε = 0,00
Ncp/Ntot = 100,00%
ea = -36,0 (cm)
etot = ee + ea = -44,0 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	121,59	35,00	Columna esbelta

λ > 100 Método general

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

M2 = -0,28 (kN*m) M1 = -250,89 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -250,89 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = -19,2 (cm)
emin = 3,3 (cm)
ee = max(ee;emin) = 3,3 (cm)
ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi\left(e_e + 0{,}1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}}\right)$$

lo = 17,55 (m)

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0{,}3|}$$

d-d' = 37,4 (cm)

εy = fyd/Es = 0,00

fyd = 434,78 (MPa)

Es = 200000,00 (MPa)

$$\alpha = 4\beta \frac{e_e(d-d') + 0{,}1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,20

is = 17,1 (cm)

α = 4,75

ν = Nd/(Ac*fcd) = 0,13

Nd = 1303,63 (kN)

Ac = 0,33 (m2)

fcd = 30,00 (MPa)

1/r = 0,01

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g}{(1-1.4\nu_g)} \frac{e_e}{l_0^2}$$

φ = 1,12

νg = Nsg*lo^2 / (10Ec*Ic) = 0,20

Nsg = 1303,63 (kN)

Ec = 30233,59 (MPa)

Ic = 677083,3 (cm4)

1 / rf = 0,00

1/rtot = 1/r + 1/rf = 0,01

$$\Psi = 1 + 0{,}2 \frac{\beta 10^{-6}}{\varepsilon_y i_c \frac{1}{r}}$$

ic = 14,4 (cm)

Ψ = 1,08

ea = -34,4 (cm)

etot = Ψ(ee + ea) = -57,9 (cm)

2.5.2 Armadura:

sección de acero real	Asr = 96,51 (cm2)
Densidad del armado:	ρ = 2,97 %

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 12 ϕ32,0 l = 13,17 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos	43 ϕ8,0	l = 2,14 (m)
alfileres	43 ϕ8,0	l = 0,68 (m)
	43 ϕ8,0	l = 0,53 (m)

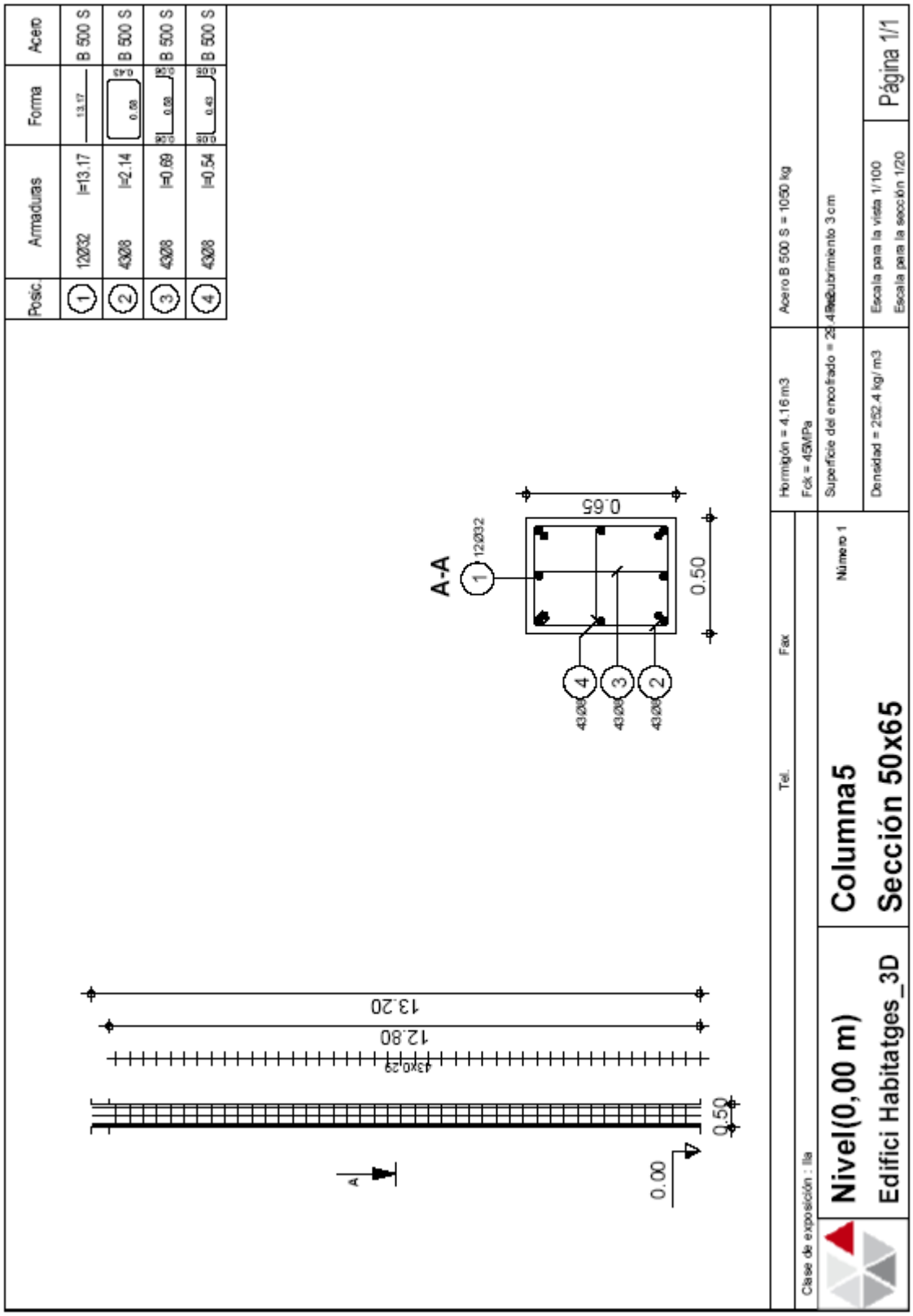
3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 4,16 (m3)

- Superficie de encofrado = 29,44 (m2)

- Acero B 500 S
  - Peso total = 1055,07 (kG)
  - Densidad = 253,62 (kG/m3)
  - Diámetro medio = 20,5 (mm)
  - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
8,0	0,53	0,21	43	9,08
8,0	0,68	0,27	43	11,62
8,0	2,14	0,84	43	36,26
32,0	13,17	83,18	12	998,10


Posic.
Armaduras
Forma
Acero
1
12Ø32
l=13.17
13.17
B 500 S
2
4Ø8
l=2.14
0.65
0.65
B 500 S
3
4Ø8
l=0.69
0.65
0.65
B 500 S
4
4Ø8
l=0.54
0.65
0.43
B 500 S
A-A
12Ø32
0.65
0.50
4Ø8
4Ø8
4Ø8
13.20
12.80
43x0.29
0.50
0.00
A
Hormigón = 4.16 m3
Fck = 45MPa
Acero B 500 S = 1050 kg
Superficie del encofrado = 28.48 m2
Recubrimiento 3 cm
Densidad = 252.4 kg/ m3
Escala para la vista 1/100
Escala para la sección 1/20
Página 1/1
Tel.
Fax
Número 1
Clase de exposición : IIa
Nivel(0,00 m)
Edifici Habitatges_3D
Columna5
Sección 50x65

C.3 NOTA DE CÀLCUL DEL DIMENSIONAMENT DE PILAR I LA SEVA ARMADURA AMB DETALL D'ARMAT ADJUNT, DELS PILARS REPRESENTATIUS DE CADASCUNA DE LES TIPOLOGIES, EXCLOENT COMBINACIONS SÍSMIQUES.

.

PARTICULARITAT RESPECTE DE L'ANTERIOR PUNT 3.2: ELIMINACIÓ DE LES COMBINACIONS SÍSMIQUES AMB LA FINALITAT D'EVITAR QUE, AL SER COMBINACIONS DIMENSIONANTS, DISTORSIONIN L'ESTUDI COMPARATIU.

- COLUMNA 7 – REPRESENTATIVA DELS PILARS TIPUS LATERALS
- COLUMNA 1 – REPRESENTATIVA DELS PILARS TIPUS CANTONADA
- COLUMNA 2 – REPRESENTATIVA DELS PILARS TIPUS FRONTALS
- COLUMNA 12 – REPRESENTATIVA DELS PILARS TIPUS CENTRALS

1 Nivel:

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 0 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna7 Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : HA - 45 f_{ck} = 45,00 (MPa)
  Densidad : 2447,32 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo 45,0 x 60,0 (cm)
2.2.2 Altura: L = 13,20 (m)
2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
2.2.4 Altura de la viga = 0,40 (m)
2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 3,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
COMB1	de cálculo	7	1,00	903,01	78,62	-17,87	-0,04	73,85
COMB2	de cálculo	7	1,00	903,01	78,62	-17,87	0,08	-74,01
COMB3	de cálculo	7	1,00	874,51	66,64	83,36	0,02	-0,08
COMB4	de cálculo	7	1,00	931,55	90,75	-117,00	0,02	-0,08
COMB5	de cálculo	7	1,00	842,89	74,30	-16,42	-0,08	123,15
COMB6	de cálculo	7	1,00	842,89	74,30	-16,42	0,11	-123,29
COMB7	de cálculo	7	1,00	795,39	54,33	152,30	0,02	-0,07
COMB8	de cálculo	7	1,00	890,45	94,51	-181,63	0,02	-0,08
COMB9	de cálculo	7	1,00	848,62	76,86	-16,41	-0,04	73,86
COMB10	de cálculo	7	1,00	848,62	76,86	-16,41	0,08	-74,01
COMB11	de cálculo	7	1,00	820,12	64,88	84,82	0,02	-0,07
COMB12	de cálculo	7	1,00	877,16	88,99	-115,53	0,02	-0,07

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB6 (B)
Esfuerzos seccionales:
Nsd = 842,89 (kN) Msdy = -16,42 (kN*m) Msdz = -123,29 (kN*m)
Esfuerzos dimensionantes:
Nudo inferior
N = 842,89 (kN) N*etotz = -203,88 (kN*m) N*etoty= -439,19 (kN*m)

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	-1,9 (cm)	-14,6 (cm)
mínimo	emin:	0,0 (cm)	3,0 (cm)
inicial	ee:	0,0 (cm)	3,0 (cm)
II orden	ea:	-20,3 (cm)	-33,8 (cm)
total	etot:	-24,2 (cm)	-52,1 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	101,32	35,00	Columna esbelta

λ > 100 Método general

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 74,30 (kN*m) M1 = -16,42 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -16,42 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = -1,9 (cm)
emin = 0,0 (cm)
ee = max(ee;emin) = 0,0 (cm)
ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi\left(e_e + 0{,}1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}}\right)$$

lo = 17,55 (m)

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0{,}3|}$$

d-d' = 49,5 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)

$$\alpha = 4\beta \frac{e_e(d-d') + 0{,}1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,06
is = 24,1 (cm)
α = 1,32
ν = Nd/(Ac*fcd) = 0,10
Nd = 842,89 (kN)
Ac = 0,27 (m2)
fcd = 30,00 (MPa)
1/r = 0,01

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g}{(1-1.4\nu_g)} \frac{e_e}{l_0^2}$$

φ = 1,12
νg = Nsg*lo^2 / (10Ec*Ic) = 0,11
Nsg = 842,89 (kN)
Ec = 30233,59 (MPa)
Ic = 810000,0 (cm4)
1 / rf = 0,00
1/rtot = 1/r + 1/rf = 0,01

$$\Psi = 1 + 0{,}2 \frac{\beta 10^{-6}}{\varepsilon_y i_c \frac{1}{r}}$$

ic = 17,3 (cm)
Ψ = 1,09

ea = -20,3 (cm)

etot = Ψ(ee + ea) = -24,2 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	135,10	35,00	Columna esbelta

λ > 100 Método general

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

M2 = 0,11 (kN*m) M1 = -123,29 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -123,29 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = -14,6 (cm)
emin = 3,0 (cm)
ee = max(ee;emin) = 3,0 (cm)
ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi\left(e_e + 0{,}1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}}\right)$$

lo = 17,55 (m)

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0{,}3|}$$

d-d' = 34,5 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)

$$\alpha = 4\beta \frac{e_e(d-d') + 0{,}1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,05
is = 16,8 (cm)
α = 4,15
ν = Nd/(Ac*fcd) = 0,10
Nd = 842,89 (kN)
Ac = 0,27 (m2)
fcd = 30,00 (MPa)
1/r = 0,01

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g}{(1-1.4\nu_g)} \frac{e_e}{l_0^2}$$

φ = 1,12
νg = Nsg*lo^2 / (10Ec*Ic) = 0,19
Nsg = 842,89 (kN)
Ec = 30233,59 (MPa)
Ic = 455625,0 (cm4)
1 / rf = 0,00
1/rtot = 1/r + 1/rf = 0,01

$$\Psi = 1 + 0{,}2 \frac{\beta 10^{-6}}{\varepsilon_y i_c \frac{1}{r}}$$

ic = 13,0 (cm)
Ψ = 1,08

ea = -33,8 (cm)
etot = Ψ(ee + ea) = -52,1 (cm)

2.5.2 Armadura:

sección de acero real Asr = 42,22 (cm2)
Densidad del armado: ρ = 1,56 %

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 12 ϕ20,0 l = 13,17 (m)
- 4 ϕ12,0 l = 13,17 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

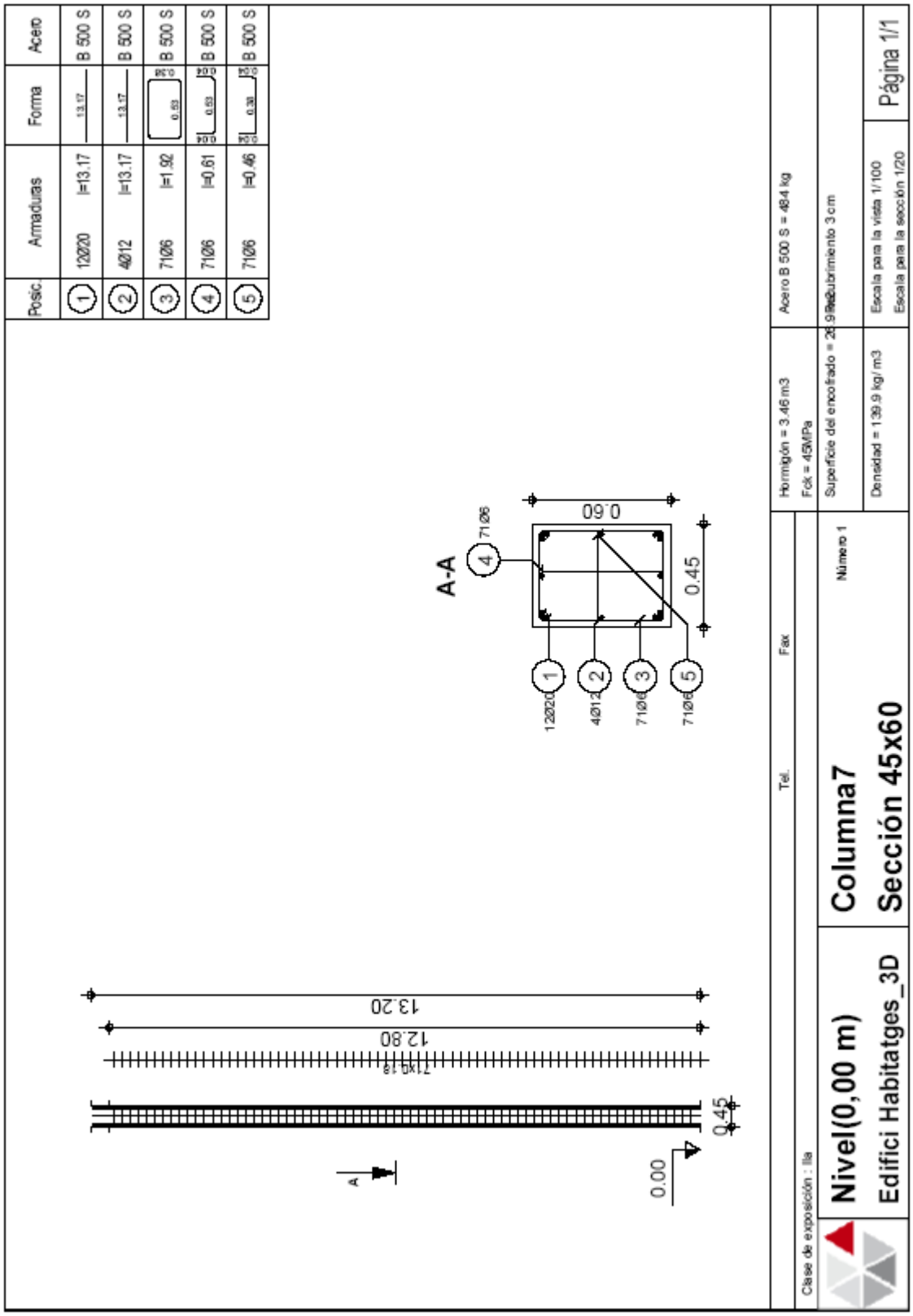
Estribos	71 ϕ6,0	l = 1,92 (m)
alfileres	71 ϕ6,0	l = 0,61 (m)
	71 ϕ6,0	l = 0,46 (m)

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 3,46 (m3)
- Superficie de encofrado = 26,88 (m2)

- Acero B 500 S
  - Peso total = 483,80 (kG)
  - Densidad = 139,99 (kG/m3)
  - Diámetro medio = 12,0 (mm)
  - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
6,0	0,46	0,10	71	7,27
6,0	0,61	0,14	71	9,63
6,0	1,92	0,43	71	30,23
12,0	13,17	11,70	4	46,79
20,0	13,17	32,49	12	389,88


Posic. Armaduras Forma Acero
1 12Ø20 l=13.17 B 500 S
2 4Ø12 l=13.17 B 500 S
3 71Ø6 l=1.92 B 500 S
4 71Ø6 l=0.61 B 500 S
5 71Ø6 l=0.46 B 500 S
A-A
0.60
0.45
13.20
12.80
0.00
Hormigón = 3.46 m3
Fck = 45MPa
Acero B 500 S = 484 kg
Superficie del encofrado = 26.98 m2
Recubrimiento 3 cm
Densidad = 139.9 kg/ m3
Escala para la vista 1/100
Escala para la sección 1/20
Página 1/1
Tel.
Fax
Número 1
Clase de exposición : IIa
Nivel(0,00 m)
Edifici Habitatges_3D
Columna7
Sección 45x60

1 Nivel:

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 0 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna1 Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : HA - 45 f_{ck} = 45,00 (MPa)
  Densidad : 2447,32 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo 40,0 x 40,0 (cm)
2.2.2 Altura: L = 13,20 (m)
2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
2.2.4 Altura de la viga = 0,40 (m)
2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 3,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
COMB1	de cálculo	1	1,00	378,53	32,99	-7,57	0,05	36,40
COMB2	de cálculo	1	1,00	378,53	32,99	-7,59	-0,17	-39,01
COMB3	de cálculo	1	1,00	355,42	24,39	22,81	0,03	0,10
COMB4	de cálculo	1	1,00	401,67	41,71	-37,25	-0,02	-0,31
COMB5	de cálculo	1	1,00	357,57	31,37	-7,01	0,08	60,75
COMB6	de cálculo	1	1,00	357,57	31,37	-7,05	-0,29	-64,94
COMB7	de cálculo	1	1,00	319,05	17,03	43,62	0,04	0,25
COMB8	de cálculo	1	1,00	396,14	45,90	-56,49	-0,03	-0,44
COMB9	de cálculo	1	1,00	359,53	32,23	-7,01	0,05	36,41
COMB10	de cálculo	1	1,00	359,53	32,23	-7,03	-0,17	-39,01
COMB11	de cálculo	1	1,00	336,42	23,63	23,36	0,03	0,11
COMB12	de cálculo	1	1,00	382,67	40,95	-36,70	-0,02	-0,30

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB8 (B)
Esfuerzos seccionales:
Nsd = 396,14 (kN) Msdy = -56,49 (kN*m) Msdz = -0,44 (kN*m)
Esfuerzos dimensionantes:
Nudo inferior
N = 396,14 (kN) N*etotz = -223,22 (kN*m) N*etoty= -155,82 (kN*m)

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	-14,3 (cm)	-0,1 (cm)

mínimo	emin: 2,0 (cm)	2,0 (cm)
inicial	ee: 2,0 (cm)	2,0 (cm)
II orden	ea: -38,4 (cm)	-34,7 (cm)
total	etot: -56,4 (cm)	-39,3 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	151,99	35,00	Columna esbelta

λ > 100 Método general

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 45,90 (kN*m) M1 = -56,49 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -56,49 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = -14,3 (cm)
emin = 2,0 (cm)
ee = max(ee;emin) = 2,0 (cm)
ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi\left(e_e + 0{,}1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}}\right)$$

lo = 17,55 (m)

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0{,}3|}$$

d-d' = 29,2 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)

$$\alpha = 4\beta \frac{e_e(d-d') + 0{,}1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00
is = 14,6 (cm)
α = 5,09
ν = Nd/(Ac*fcd) = 0,08
Nd = 396,14 (kN)
Ac = 0,16 (m2)
fcd = 30,00 (MPa)
1/r = 0,01

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g}{(1-1.4\nu_g)} \frac{e_e}{l_0^2}$$

φ = 1,12
νg = Nsg*lo^2 / (10Ec*Ic) = 0,19
Nsg = 396,14 (kN)
Ec = 30233,59 (MPa)
Ic = 213333,3 (cm4)
1 / rf = 0,00
1/rtot = 1/r + 1/rf = 0,01

$$\Psi = 1 + 0{,}2 \frac{\beta 10^{-6}}{\varepsilon_y i_c \frac{1}{r}}$$

ic = 11,5 (cm)
Ψ = 1,07

ea = -38,4 (cm)
etot = Ψ(ee + ea) = -56,4 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	151,99	35,00	Columna esbelta

λ > 100 Método general

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

M2 = -0,03 (kN*m) M1 = -0,44 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -0,44 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = -0,1 (cm)
emin = 2,0 (cm)
ee = max(ee;emin) = 2,0 (cm)
ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi\left(e_e + 0{,}1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}}\right)$$

lo = 17,55 (m)

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0{,}3|}$$

d-d' = 29,2 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)

$$\alpha = 4\beta \frac{e_e(d-d') + 0{,}1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00
is = 14,6 (cm)
α = 3,42
ν = Nd/(Ac*fcd) = 0,08
Nd = 396,14 (kN)
Ac = 0,16 (m2)
fcd = 30,00 (MPa)
1/r = 0,01

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g}{(1-1.4\nu_g)} \frac{e_e}{l_0^2}$$

φ = 1,12
νg = Nsg*lo^2 / (10Ec*Ic) = 0,19
Nsg = 396,14 (kN)
Ec = 30233,59 (MPa)
Ic = 213333,3 (cm4)
1 / rf = 0,00
1/rtot = 1/r + 1/rf = 0,01

$$\Psi = 1 + 0{,}2 \frac{\beta 10^{-6}}{\varepsilon_y i_c \frac{1}{r}}$$

ic = 11,5 (cm)
Ψ = 1,07

ea = -34,7 (cm)
etot = Ψ(ee + ea) = -39,3 (cm)

2.5.2 Armadura:

sección de acero real	Asr = 32,17 (cm2)
Densidad del armado:	ρ = 2,01 %

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 4 ϕ32,0 l = 13,17 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos 43 ϕ8,0 l = 1,44 (m)

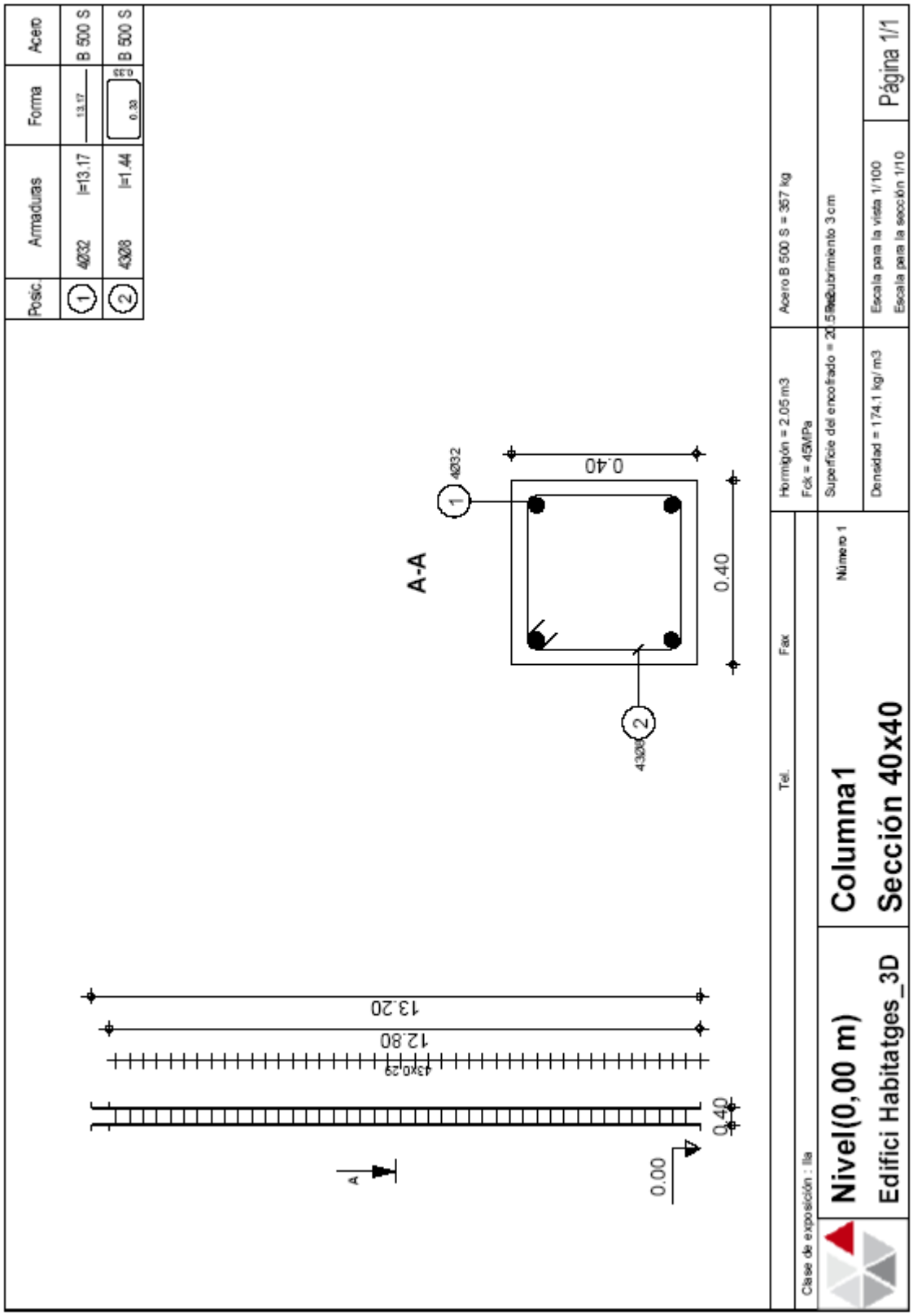
alfileres

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 2,05 (m3)
- Superficie de encofrado = 20,48 (m2)

- Acero B 500 S
  - Peso total = 357,08 (kG)
  - Densidad = 174,36 (kG/m3)
  - Diámetro medio = 19,0 (mm)
  - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
8,0	1,44	0,57	43	24,38
32,0	13,17	83,18	4	332,70


Posic.
Armaduras
Forma
Acero
1
4Ø32
l=13.17
13.17
B 500 S
2
4Ø8
l=1.44
0.33
0.33
B 500 S
A-A
4Ø32
0.40
0.40
4Ø8
13.20
12.80
43x0.29
0.40
0.00
A
Acero B 500 S = 357 kg
Hormigón = 2.05 m3
Fck = 45MPa
Tel.
Fax
Superficie del encofrado = 20.5m2
Recubrimiento 3 cm
Densidad = 174.1 kg/ m3
Escala para la vista 1/100
Escala para la sección 1/10
Página 1/1
Clase de exposición : IIa
Número 1
Nivel(0,00 m)
Edifici Habitatges_3D
Columna1
Sección 40x40

1 Nivel:

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 0 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna2 Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : HA - 45 f_{ck} = 45,00 (MPa)
  Densidad : 2447,32 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo 40,0 x 50,0 (cm)
2.2.2 Altura: L = 13,20 (m)
2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
2.2.4 Altura de la viga = 0,40 (m)
2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 3,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
COMB1	de cálculo	2	1,00	749,30	0,13	-0,13	-0,07	46,29
COMB2	de cálculo	2	1,00	749,30	0,13	-0,13	0,37	-49,82
COMB3	de cálculo	2	1,00	749,33	-18,09	54,39	0,02	-0,03
COMB4	de cálculo	2	1,00	749,21	18,35	-54,65	0,02	-0,03
COMB5	de cálculo	2	1,00	704,82	0,12	-0,12	-0,13	77,18
COMB6	de cálculo	2	1,00	704,82	0,12	-0,12	0,61	-83,01
COMB7	de cálculo	2	1,00	704,86	-30,25	90,75	0,02	-0,03
COMB8	de cálculo	2	1,00	704,67	30,49	-90,99	0,02	-0,03
COMB9	de cálculo	2	1,00	709,12	0,12	-0,12	-0,07	46,30
COMB10	de cálculo	2	1,00	709,12	0,12	-0,12	0,37	-49,82
COMB11	de cálculo	2	1,00	709,14	-18,11	54,40	0,02	-0,03
COMB12	de cálculo	2	1,00	709,03	18,34	-54,64	0,02	-0,03

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB6 (B)
Esfuerzos seccionales:
Nsd = 704,82 (kN) Msdy = -0,12 (kN*m) Msdz = -83,01 (kN*m)
Esfuerzos dimensionantes:
Nudo inferior
N = 704,82 (kN) N*etotz = -204,94 (kN*m) N*etoty= -412,49 (kN*m)

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	0,0 (cm)	-11,8 (cm)

mínimo	emin: 0,0 (cm)	2,5 (cm)
inicial	ee: 0,0 (cm)	2,5 (cm)
II orden	ea: -27,0 (cm)	-43,3 (cm)
total	etot: -29,1 (cm)	-58,5 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	121,59	35,00	Columna esbelta

λ > 100 Método general

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 0,12 (kN*m) M1 = -0,12 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -0,12 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = 0,0 (cm)
emin = 0,0 (cm)
ee = max(ee;emin) = 0,0 (cm)
ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi\left(e_e + 0{,}1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}}\right)$$

lo = 17,55 (m)

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0{,}3|}$$

d-d' = 38,2 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)

$$\alpha = 4\beta \frac{e_e(d-d') + 0{,}1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,03
is = 18,8 (cm)
α = 1,90
ν = Nd/(Ac*fcd) = 0,12
Nd = 704,82 (kN)
Ac = 0,20 (m2)
fcd = 30,00 (MPa)
1/r = 0,01

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g}{(1-1.4\nu_g)} \frac{e_e}{l_0^2}$$

φ = 1,12
νg = Nsg*lo^2 / (10Ec*Ic) = 0,17
Nsg = 704,82 (kN)
Ec = 30233,59 (MPa)
Ic = 416666,7 (cm4)
1 / rf = 0,00
1/rtot = 1/r + 1/rf = 0,01

$$\Psi = 1 + 0{,}2 \frac{\beta 10^{-6}}{\varepsilon_y i_c \frac{1}{r}}$$

ic = 14,4 (cm)
Ψ = 1,08

ea = -27,0 (cm)
etot = Ψ(ee + ea) = -29,1 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	151,99	35,00	Columna esbelta

λ > 100 Método general

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

M2 = 0,61 (kN*m) M1 = -83,01 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -83,01 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = -11,8 (cm)
emin = 2,5 (cm)
ee = max(ee;emin) = 2,5 (cm)
ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi\left(e_e + 0{,}1 \cdot l_0^2 \frac{1}{r_{tot}}\right)$$

lo = 17,55 (m)

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'} \frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0{,}3|}$$

d-d' = 28,2 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)

$$\alpha = 4\beta \frac{e_e(d-d') + 0{,}1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00
is = 14,2 (cm)
α = 5,05
ν = Nd/(Ac*fcd) = 0,12
Nd = 704,82 (kN)
Ac = 0,20 (m2)
fcd = 30,00 (MPa)
1/r = 0,01

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g}{(1-1.4\nu_g)} \frac{e_e}{l_0^2}$$

φ = 1,12
νg = Nsg*lo^2 / (10Ec*Ic) = 0,27
Nsg = 704,82 (kN)
Ec = 30233,59 (MPa)
Ic = 266666,7 (cm4)
1 / rf = 0,00
1/rtot = 1/r + 1/rf = 0,01

$$\Psi = 1 + 0{,}2 \frac{\beta 10^{-6}}{\varepsilon_y i_c \frac{1}{r}}$$

ic = 11,5 (cm)
Ψ = 1,06

ea = -43,3 (cm)
etot = Ψ(ee + ea) = -58,5 (cm)

2.5.2 Armadura:

sección de acero real	Asr = 61,17 (cm2)
Densidad del armado:	ρ = 3,06 %

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 12 ϕ25,0 l = 13,17 (m)
- 2 ϕ12,0 l = 13,17 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos 71 ϕ8,0 l = 1,64 (m)

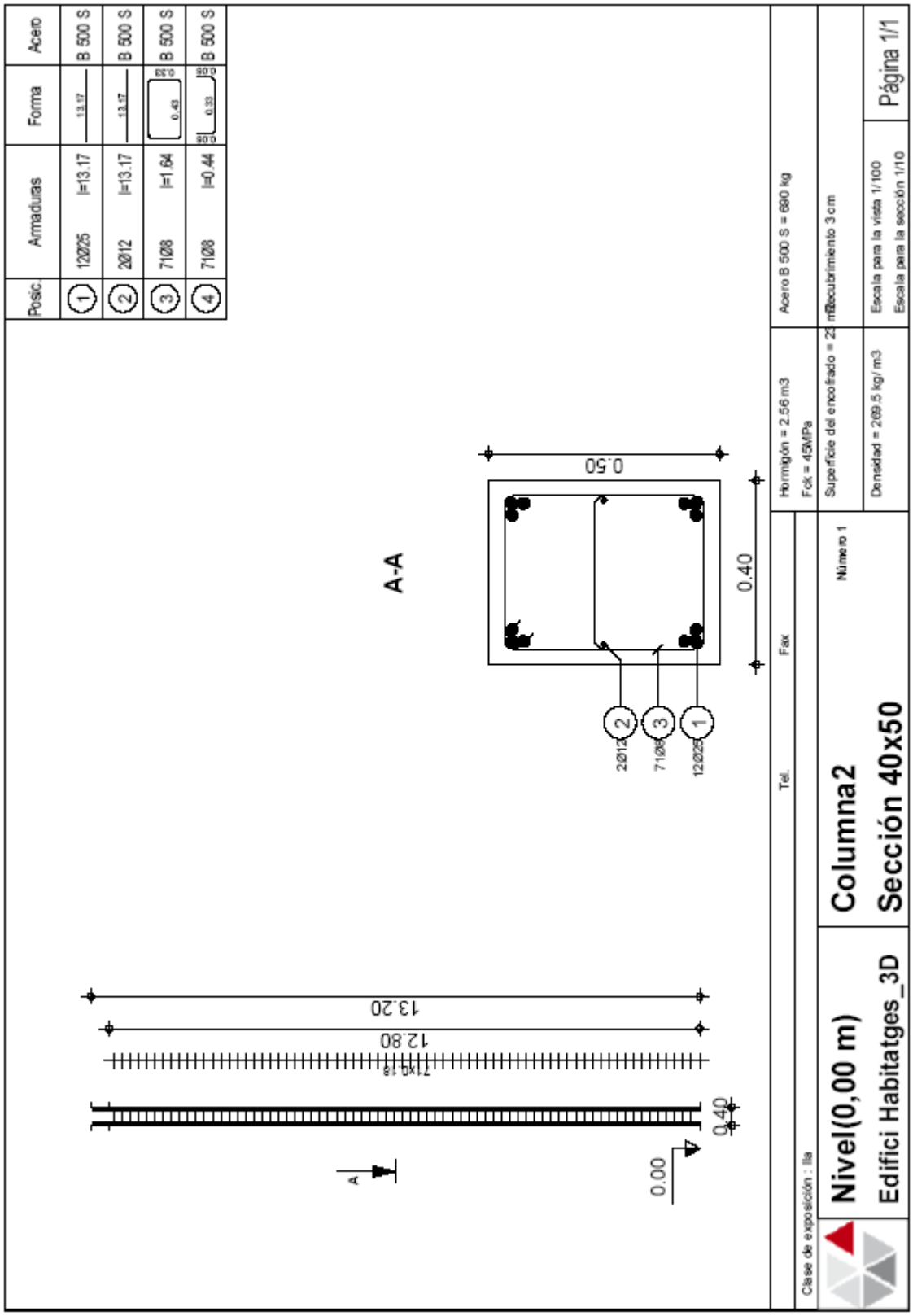
alfileres 71 ϕ8,0 l = 0,43 (m)

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 2,56 (m3)
- Superficie de encofrado = 23,04 (m2)

- Acero B 500 S
  - Peso total = 690,64 (kG)
  - Densidad = 269,78 (kG/m3)
  - Diámetro medio = 16,4 (mm)
  - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
8,0	0,43	0,17	71	12,19
8,0	1,64	0,65	71	45,86
12,0	13,17	11,70	2	23,39
25,0	13,17	50,77	12	609,19


Posic.
Armaduras
Forma
Acero
1 12Ø25 l=13.17 B 500 S
2 2Ø12 l=13.17 B 500 S
3 71Ø8 l=1.64 B 500 S
4 71Ø8 l=0.44 B 500 S
A-A
0.50
0.40
2Ø12
71Ø8
12Ø25
13.20
12.80
71x0.4
0.40
0.00
A
Hormigón = 2.56 m3
Fck = 45MPa
Acero B 500 S = 680 kg
Superficie del encofrado = 23
Densidad = 269.5 kg/ m3
Recubrimiento 3 cm
Escala para la vista 1/100
Escala para la sección 1/10
Página 1/1
Tel.
Fax
Número 1
Clase de exposición : IIa
Nivel(0,00 m)
Edifici Habitatges_3D
Columna2
Sección 40x50

1 Nivel:

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 0 h
- Clase del ambiente : I

2 Columna: Columna12 Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : HA - 45 f_{ck} = 45,00 (MPa)
  Densidad : 2447,32 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo 50,0 x 65,0 (cm)
2.2.2 Altura: L = 13,20 (m)
2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
2.2.4 Altura de la viga = 0,40 (m)
2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 3,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
COMB1	de cálculo	12	1,00	1548,66	0,80	-0,12	0,11	110,61
COMB2	de cálculo	12	1,00	1548,66	0,80	-0,12	-0,12	-110,39
COMB3	de cálculo	12	1,00	1548,45	-23,98	136,11	-0,01	0,04
COMB4	de cálculo	12	1,00	1548,81	25,58	-136,35	-0,01	0,04
COMB5	de cálculo	12	1,00	1443,20	0,76	-0,11	0,19	184,32
COMB6	de cálculo	12	1,00	1443,19	0,76	-0,11	-0,20	-184,01
COMB7	de cálculo	12	1,00	1442,84	-40,54	226,94	0,00	0,03
COMB8	de cálculo	12	1,00	1443,43	42,06	-227,16	-0,01	0,03
COMB9	de cálculo	12	1,00	1453,23	0,79	-0,11	0,11	110,61
COMB10	de cálculo	12	1,00	1453,23	0,79	-0,11	-0,12	-110,39
COMB11	de cálculo	12	1,00	1453,02	-23,98	136,12	-0,01	0,03
COMB12	de cálculo	12	1,00	1453,38	25,57	-136,34	-0,01	0,03

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB8 (B)
Esfuerzos seccionales:
Nsd = 1443,43 (kN) Msdy = -227,16 (kN*m) Msdz = 0,03 (kN*m)
Esfuerzos dimensionantes:
Nudo inferior
N = 1443,43 (kN) N*etotz = -792,71 (kN*m) N*etoty= 518,37 (kN*m)

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	-15,7 (cm)	0,0 (cm)

mínimo	emin: 3,3 (cm)	3,3 (cm)
inicial	ee: 3,3 (cm)	3,3 (cm)
II orden	ea: -39,2 (cm)	30,3 (cm)
total	etot: -54,9 (cm)	35,9 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	93,53	35,00	Columna esbelta

λ < 100 Método aproximativo

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 42,06 (kN*m) M1 = -227,16 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -227,16 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = -15,7 (cm)
emin = 3,3 (cm)
ee = max(ee;emin) = 3,3 (cm)
ea - Método aproximativo

$$e_a = (1+0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon)\frac{h+20e_e}{h+10e_e}\cdot\frac{l_0^2}{50\cdot i_c}$$

lo = 17,55 (m)
β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,10
d-d' = 52,2 (cm)
is = 24,9 (cm)
ic = 18,8 (cm)
h = 65,0 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)
ε = 0,00
Ncp/Ntot = 100,00%
ea = -39,2 (cm)
etot = ee + ea = -54,9 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
13,00	17,55	121,59	35,00	Columna esbelta

λ > 100 Método general

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

M2 = 0,03 (kN*m) M1 = -0,01 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = 0,03 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = 0,0 (cm)
emin = 3,3 (cm)
ee = max(ee;emin) = 3,3 (cm)
ea - Método general

$$e_{tot} = \Psi\left(e_e + 0{,}1\cdot l_0^2\,\frac{1}{r_{tot}}\right)$$

lo = 17,55 (m)

$$\frac{1}{r} = \frac{2\varepsilon_y}{d-d'}\,\frac{1+\alpha\nu}{1+\alpha\nu+2|\nu-0{,}3|}$$

d-d' = 37,2 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)

$$\alpha = 4\beta \frac{e_e(d-d') + 0{,}1 l_0^2 \varepsilon_y}{(d-d')^2}$$

β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,04
is = 18,2 (cm)
α = 2,38
ν = Nd/(Ac*fcd) = 0,15
Nd = 1443,43 (kN)
Ac = 0,33 (m2)
fcd = 30,00 (MPa)
1/r = 0,01

$$\frac{1}{r_f} = \frac{8\varphi\nu_g}{(1-1.4\nu_g)} \frac{e_e}{l_0^2}$$

φ = 1,12
νg = Nsg*lo^2 / (10Ec*Ic) = 0,22
Nsg = 1443,43 (kN)
Ec = 30233,59 (MPa)
Ic = 677083,3 (cm4)
1 / rf = 0,00
1/rtot = 1/r + 1/rf = 0,01

$$\Psi = 1 + 0{,}2 \frac{\beta 10^{-6}}{\varepsilon_y i_c \frac{1}{r}}$$

ic = 14,4 (cm)
Ψ = 1,07

ea = 30,3 (cm)
etot = Ψ(ee + ea) = 35,9 (cm)

2.5.2 Armadura:

sección de acero real	Asr = 76,40 (cm2)
Densidad del armado:	ρ = 2,35 %

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 8 ϕ32,0 l = 13,17 (m)
- 6 ϕ16,0 l = 13,17 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos	53 ϕ8,0	l = 2,14 (m)
alfileres	53 ϕ8,0	l = 0,68 (m)
	106 ϕ8,0	l = 0,53 (m)

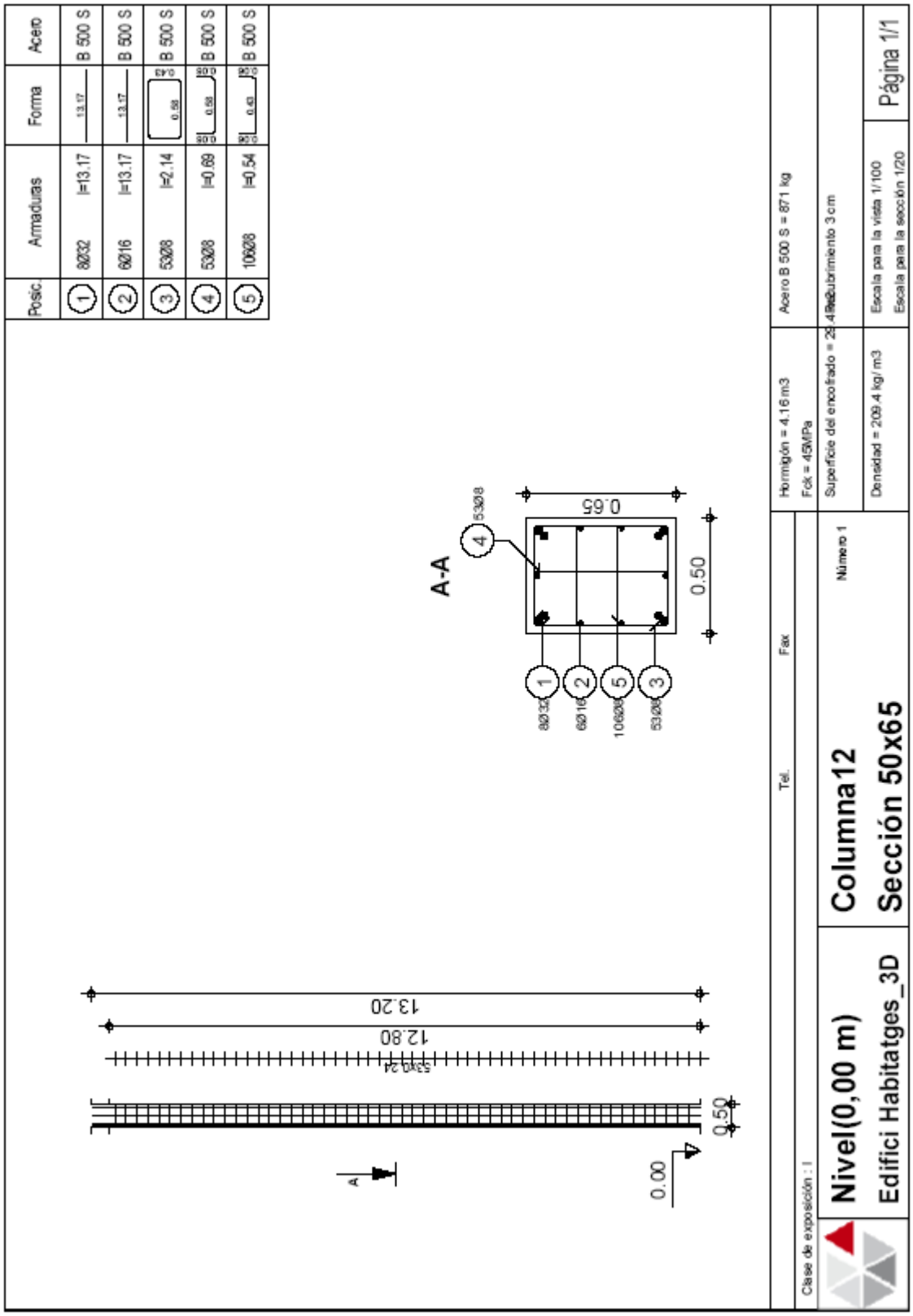
3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 4,16 (m3)
- Superficie de encofrado = 29,44 (m2)

- Acero B 500 S
  - Peso total = 871,56 (kG)
  - Densidad = 209,51 (kG/m3)
  - Diámetro medio = 16,1 (mm)

- Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
8,0	0,53	0,21	106	22,38
8,0	0,68	0,27	53	14,33
8,0	2,14	0,84	53	44,70
16,0	13,17	20,79	6	124,76
32,0	13,17	83,18	8	665,40


Posic.
Armaduras
Forma
Acero
1 8Ø32 l=13.17 B 500 S
2 6Ø16 l=13.17 B 500 S
3 53Ø8 l=2.14 B 500 S
4 53Ø8 l=0.89 B 500 S
5 106Ø8 l=0.54 B 500 S
A-A
0.65
0.50
13.20
12.80
0.00
Hormigón = 4.16 m3
Fck = 45N/Pa
Acero B 500 S = 871 kg
Superficie del encofrado = 29.48 m2
Recubrimiento 3 cm
Densidad = 209.4 kg/ m3
Escala para la vista 1/100
Escala para la sección 1/20
Página 1/1
Tel.
Fax
Número 1
Clase de exposición : I
Nivel(0,00 m)
Edifici Habitatges_3D
Columna12
Sección 50x65

C.4 NOTA DE CÀLCUL DEL DIMENSIONAMENT DE PILAR I LA SEVA ARMADURA AMB DETALL D'ARMAT ADJUNT, DELS PILARS REPRESENTATIUS DE CADASCUNA DE LES TIPOLOGIES, EXCLOENT COMBINACIONS SÍSMIQUES I MODELITZANT EL PILAR PER TRAMS.

.

PARTICULARITAT RESPECTE DEL PUNT 3.2:

- ELIMINACIÓ DE LES COMBINACIONS SÍSMIQUES AMB LA FINALITAT D'EVITAR QUE, AL SER COMBINACIONS DIMENSIONANTS, DISTORSIONIN L'ESTUDI COMPARATIU.
- MODELITZACIÓ DEL PILARS DE LONGITUD TOTAL 13 m EN TRAMS PARCIALS DE 4+3+3+3 m
- APLICACIÓ DELS CRITERIS DE VINCLAMENT EXPOSATS EN LA MEMÒRIA I APTES PER A NUSOS RÍGIDS

CÀLCULS JUSTIFICATIUS ADJUNTS:

- COLUMNA 221 – REPRESENTATIVA DELS PILARS TIPUS LATERALS DE L=4 m
- COLUMNA 222 – REPRESENTATIVA DELS PILARS TIPUS LATERALS DE L=3 m
- COLUMNA 181 – REPRESENTATIVA DELS PILARS TIPUS CANTONADA
- COLUMNA 185 – REPRESENTATIVA DELS PILARS TIPUS FRONTALS
- COLUMNA 193 – REPRESENTATIVA DELS PILARS TIPUS CENTRALS

1 Nivel:

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 0 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna221 Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : HA - 45 f_{ck} = 45,00 (MPa)
  Densidad : 2447,32 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo 55,0 x 30,0 (cm)
2.2.2 Altura: L = 4,13 (m)
2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
2.2.4 Altura de la viga = 0,25 (m)
2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 3,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
COMB1	de cálculo	221	1,00	787,84	18,66	-9,36	32,14	66,19
COMB2	de cálculo	221	1,00	787,84	18,66	-9,36	-32,23	-66,23
COMB3	de cálculo	221	1,00	754,96	-9,29	50,49	-0,21	0,20
COMB4	de cálculo	221	1,00	820,86	47,90	-67,58	0,12	-0,24
COMB5	de cálculo	221	1,00	735,65	17,22	-8,64	53,60	110,34
COMB6	de cálculo	221	1,00	735,66	17,21	-8,63	-53,68	-110,37
COMB7	de cálculo	221	1,00	680,85	-29,37	91,11	-0,32	0,34
COMB8	de cálculo	221	1,00	790,69	65,96	-105,66	0,24	-0,38
COMB9	de cálculo	221	1,00	740,55	17,22	-8,64	32,14	66,20
COMB10	de cálculo	221	1,00	740,55	17,22	-8,64	-32,22	-66,23
COMB11	de cálculo	221	1,00	707,67	-10,73	51,21	-0,21	0,20
COMB12	de cálculo	221	1,00	773,57	46,47	-66,85	0,13	-0,23

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB8 (B)
Esfuerzos seccionales:
Nsd = 790,69 (kN) Msdy = -105,66 (kN*m) Msdz = -0,38 (kN*m)
Esfuerzos dimensionantes:
Nudo inferior
N = 790,69 (kN) N*etotz = -146,67 (kN*m) N*etoty= -83,28 (kN*m)

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	-13,4 (cm)	0,0 (cm)
mínimo	emin:	2,8 (cm)	2,8 (cm)
inicial	ee:	2,8 (cm)	2,8 (cm)
II orden	ea:	-5,2 (cm)	-7,8 (cm)
total	etot:	-18,5 (cm)	-10,5 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
4,00	4,36	50,34	35,00	Columna esbelta

λ < 100 Método aproximativo

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 65,96 (kN*m) M1 = -105,66 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -105,66 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = -13,4 (cm)
emin = 2,8 (cm)
ee = max(ee;emin) = 2,8 (cm)
ea - Método aproximativo

$$e_a = (1+0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon)\frac{h+20e_e}{h+10e_e}\cdot\frac{l_0^2}{50\cdot i_c}$$

lo = 4,36 (m)
β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00
d-d' = 20,9 (cm)
is = 10,5 (cm)
ic = 8,7 (cm)
h = 30,0 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)
ε = 0,00
Ncp/Ntot = 100,00%
ea = -5,2 (cm)
etot = ee + ea = -18,5 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
4,00	8,00	50,39	35,00	Columna esbelta

λ < 100 Método aproximativo

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

M2 = 0,24 (kN*m) M1 = -0,38 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -0,38 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = 0,0 (cm)
emin = 2,8 (cm)
ee = max(ee;emin) = 2,8 (cm)
ea - Método aproximativo

$$e_a = (1+0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon)\frac{h+20e_e}{h+10e_e}\cdot\frac{l_0^2}{50\cdot i_c}$$

lo = 8,00 (m)
β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,44
d-d' = 45,9 (cm)
is = 19,1 (cm)

ic = 15,9 (cm)
h = 55,0 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)
ε = 0,00
Ncp/Ntot = 100,00%
ea = -7,8 (cm)
etot = ee + ea = -10,5 (cm)

2.5.2 Armadura:

sección de acero real	Asr = 13,57 (cm2)
Densidad del armado:	ρ = 0,82 %

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 12 ϕ12,0 l = 4,09 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

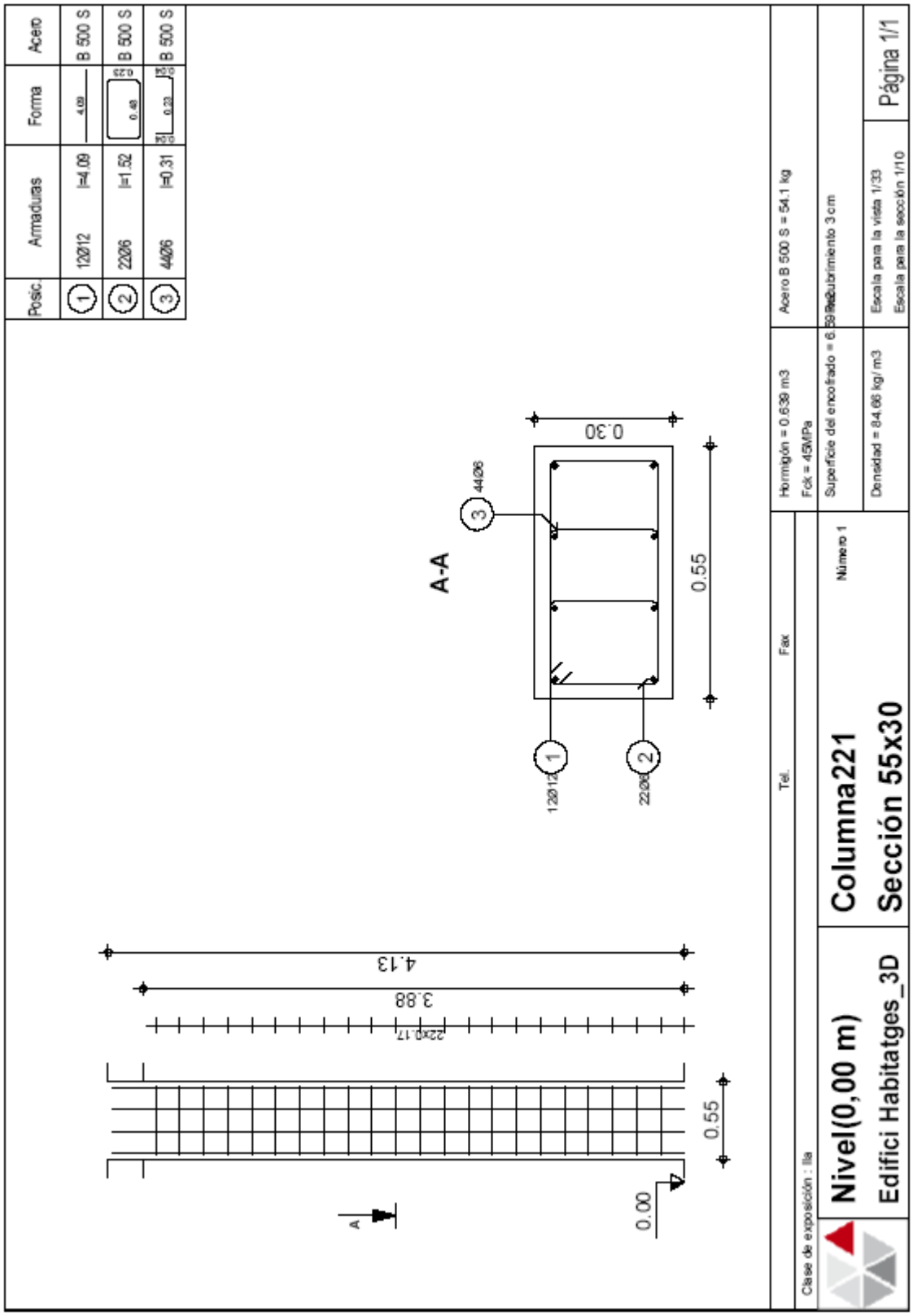
Estribos	22 ϕ6,0	l = 1,52 (m)
alfileres	44 ϕ6,0	l = 0,31 (m)

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 0,64 (m3)
- Superficie de encofrado = 6,59 (m2)

- Acero B 500 S
  - Peso total = 54,09 (kG)
  - Densidad = 84,60 (kG/m3)
  - Diámetro medio = 9,1 (mm)
  - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
6,0	0,31	0,07	44	3,04
6,0	1,52	0,34	22	7,41
12,0	4,09	3,64	12	43,64


Posic.
Armaduras
Forma
Acero
1 12Ø12 l=4.09 4.09 B 500 S
2 22Ø6 l=1.52 0.25 0.48 B 500 S
3 44Ø6 l=0.31 0.25 0.23 B 500 S
A-A
3 44Ø6
0.30
0.55
1 12Ø12
2 22Ø6
4.13
3.88
22x0.17
0.55
0.00
A
Hormigón = 0.639 m3
Fck = 45MPa
Acero B 500 S = 54.1 kg
Superficie del encofrado = 6.59 m2
Recubrimiento 3 cm
Densidad = 84.66 kg/ m3
Escala para la vista 1/33
Escala para la sección 1/10
Página 1/1
Tel.
Fax
Número 1
Clase de exposición : IIa
Nivel(0,00 m)
Edifici Habitatges_3D
Columna221
Sección 55x30

1 Nivel:

- Nombre : Nivel(+4,00 m)
- Cota de nivel : 4,00 (m)
- Resistencia al fuego : 0 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna222 Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : HA - 45 f_{ck} = 45,00 (MPa)
  Densidad : 2447,32 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo 55,0 x 30,0 (cm)
2.2.2 Altura: L = 3,00 (m)
2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
2.2.4 Altura de la viga = 0,25 (m)
2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 3,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
COMB1	de cálculo	222	1,00	578,54	31,40	-34,18	13,92	32,04
COMB2	de cálculo	222	1,00	578,54	31,40	-34,18	-13,85	-32,16
COMB3	de cálculo	222	1,00	561,01	12,09	-17,09	0,10	-0,21
COMB4	de cálculo	222	1,00	596,16	51,47	-50,18	-0,03	0,10
COMB5	de cálculo	222	1,00	541,07	29,01	-31,55	23,17	53,45
COMB6	de cálculo	222	1,00	541,07	29,01	-31,56	-23,10	-53,55
COMB7	de cálculo	222	1,00	511,85	-3,18	-3,07	0,14	-0,31
COMB8	de cálculo	222	1,00	570,43	62,47	-58,23	-0,08	0,21
COMB9	de cálculo	222	1,00	545,94	29,06	-31,58	13,91	32,05
COMB10	de cálculo	222	1,00	545,94	29,06	-31,59	-13,85	-32,15
COMB11	de cálculo	222	1,00	528,42	9,75	-14,49	0,10	-0,21
COMB12	de cálculo	222	1,00	563,56	49,13	-47,59	-0,03	0,11

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB8 (A)
Esfuerzos seccionales:
Nsd = 570,43 (kN) Msdy = 62,47 (kN*m) Msdz = -0,08 (kN*m)
Esfuerzos dimensionantes:
Nudo superior
N = 570,43 (kN) N*etotz = 82,46 (kN*m) N*etoty= -40,84 (kN*m)

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	11,0 (cm)	0,0 (cm)

mínimo	emin: 2,8 (cm)	2,8 (cm)
inicial	ee: 11,0 (cm)	2,8 (cm)
II orden	ea: 3,5 (cm)	-4,4 (cm)
total	etot: 14,5 (cm)	-7,2 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
3,00	3,63	41,92	35,00	Columna esbelta

λ < 100 Método aproximativo

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 62,47 (kN*m) M1 = -58,23 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada
Msd = 62,47 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = 11,0 (cm)
emin = 2,8 (cm)
ee = max(ee;emin) = 11,0 (cm)
ea - Método aproximativo

$$e_a = (1+0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon)\frac{h+20e_e}{h+10e_e}\cdot\frac{l_0^2}{50\cdot i_c}$$

lo = 3,63 (m)
β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00
d-d' = 21,3 (cm)
is = 10,7 (cm)
ic = 8,7 (cm)
h = 30,0 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)
ε = 0,00
Ncp/Ntot = 100,00%
ea = 3,5 (cm)
etot = ee + ea = 14,5 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
3,00	6,00	37,79	35,00	Columna esbelta

λ < 100 Método aproximativo

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

M2 = 0,21 (kN*m) M1 = -0,08 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez considerada
Msd = -0,08 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = 0,0 (cm)
emin = 2,8 (cm)
ee = max(ee;emin) = 2,8 (cm)
ea - Método aproximativo

$$e_a = (1+0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon)\frac{h+20e_e}{h+10e_e}\cdot\frac{l_0^2}{50\cdot i_c}$$

lo = 6,00 (m)
β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,51
d-d' = 46,3 (cm)
is = 18,9 (cm)
ic = 15,9 (cm)
h = 55,0 (cm)

εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)
ε = 0,00
Ncp/Ntot = 100,00%
ea = -4,4 (cm)
etot = ee + ea = -7,2 (cm)

2.5.2 Armadura:

sección de acero real Asr = 6,79 (cm2)
Densidad del armado: ρ = 0,41 %

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 6 ϕ12,0 l = 2,97 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos 15 ϕ6,0 l = 1,52 (m)

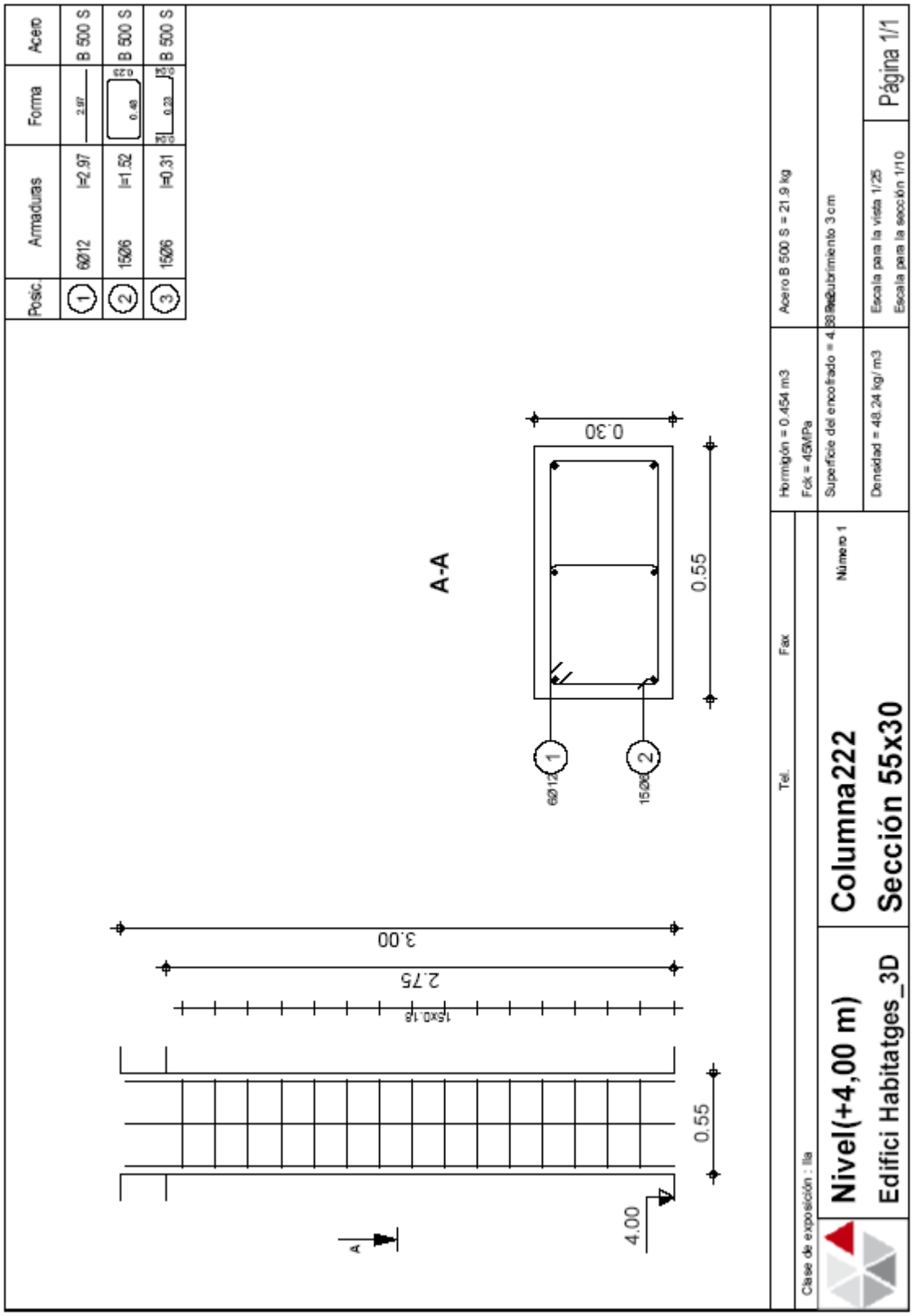
alfileres 15 ϕ6,0 l = 0,31 (m)

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 0,45 (m3)
- Superficie de encofrado = 4,68 (m2)

- Acero B 500 S
  - Peso total = 21,92 (kG)
  - Densidad = 48,30 (kG/m3)
  - Diámetro medio = 8,4 (mm)
  - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
6,0	0,31	0,07	15	1,04
6,0	1,52	0,34	15	5,05
12,0	2,97	2,64	6	15,83


Posic.
Armaduras
Forma
Acero
1
6Ø12
l=2.97
2.97
B 500 S
2
15Ø6
l=1.52
0.48
B 500 S
3
15Ø6
l=0.31
0.23
B 500 S
A-A
0.30
0.55
6Ø12
15Ø6
3.00
2.75
15x0.18
0.55
4.00
A
Acero B 500 S = 21.9 kg
Hormigón = 0.454 m3
Fck = 45N/Pa
Superficie del encofrado = 4.88 m2
Recubrimiento 3 cm
Densidad = 48.24 kg/ m3
Escala para la vista 1/25
Escala para la sección 1/10
Página 1/1
Tel.
Fax
Número 1
Clase de exposición : IIa
Nivel(+4,00 m)
Edifici Habitatges_3D
Columna222
Sección 55x30

1 Nivel:

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 0 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna181 Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : HA - 45 f_{ck} = 45,00 (MPa)
  Densidad : 2447,32 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo 55,0 x 30,0 (cm)
2.2.2 Altura: L = 4,13 (m)
2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
2.2.4 Altura de la viga = 0,25 (m)
2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 3,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
COMB1	de cálculo	181	1,00	413,72	-9,91	5,01	33,11	71,77
COMB2	de cálculo	181	1,00	413,72	-9,90	5,00	-33,23	-71,56
COMB3	de cálculo	181	1,00	446,24	-41,18	60,19	0,17	-0,18
COMB4	de cálculo	181	1,00	381,25	20,83	-50,85	-0,28	0,39
COMB5	de cálculo	181	1,00	392,30	-9,25	4,68	55,23	119,54
COMB6	de cálculo	181	1,00	392,30	-9,24	4,67	-55,35	-119,34
COMB7	de cálculo	181	1,00	446,51	-61,36	96,64	0,32	-0,39
COMB8	de cálculo	181	1,00	338,18	41,99	-88,42	-0,43	0,57
COMB9	de cálculo	181	1,00	394,29	-9,25	4,68	33,11	71,76
COMB10	de cálculo	181	1,00	394,29	-9,25	4,67	-33,23	-71,56
COMB11	de cálculo	181	1,00	426,82	-40,52	59,85	0,17	-0,19
COMB12	de cálculo	181	1,00	361,82	21,49	-51,18	-0,28	0,38

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB7 (B)
Esfuerzos seccionales:
Nsd = 446,51 (kN) Msdy = 96,64 (kN*m) Msdz = -0,39 (kN*m)
Esfuerzos dimensionantes:
Nudo inferior
N = 446,51 (kN) N*etotz = 121,00 (kN*m) N*etoty= -47,03 (kN*m)

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	21,6 (cm)	-0,1 (cm)

mínimo	emin:	2,8 (cm)	2,8 (cm)
inicial	ee:	21,6 (cm)	2,8 (cm)
II orden	ea:	5,5 (cm)	-7,8 (cm)
total	etot:	27,1 (cm)	-10,5 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
4,00	4,36	50,34	35,00	Columna esbelta

λ < 100 Método aproximativo

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 96,64 (kN*m) M1 = -61,36 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = 96,64 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = 21,6 (cm)
emin = 2,8 (cm)
ee = max(ee;emin) = 21,6 (cm)
ea - Método aproximativo

$$e_a = (1+0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon)\frac{h+20e_e}{h+10e_e}\cdot\frac{l_0^2}{50\cdot i_c}$$

lo = 4,36 (m)
β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00
d-d' = 20,9 (cm)
is = 10,5 (cm)
ic = 8,7 (cm)
h = 30,0 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)
ε = 0,00
Ncp/Ntot = 100,00%
ea = 5,5 (cm)
etot = ee + ea = 27,1 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
4,00	8,00	50,39	35,00	Columna esbelta

λ < 100 Método aproximativo

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

M2 = 0,32 (kN*m) M1 = -0,39 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -0,39 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = -0,1 (cm)
emin = 2,8 (cm)
ee = max(ee;emin) = 2,8 (cm)
ea - Método aproximativo

$$e_a = (1+0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon)\frac{h+20e_e}{h+10e_e}\cdot\frac{l_0^2}{50\cdot i_c}$$

lo = 8,00 (m)
β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,44
d-d' = 45,9 (cm)
is = 19,1 (cm)
ic = 15,9 (cm)
h = 55,0 (cm)

εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)
ε = 0,00
Ncp/Ntot = 100,00%
ea = -7,8 (cm)
etot = ee + ea = -10,5 (cm)

2.5.2 Armadura:

sección de acero real Asr = 13,57 (cm2)
Densidad del armado: ρ = 0,82 %

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 12 ϕ12,0 l = 4,09 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos 22 ϕ6,0 l = 1,52 (m)

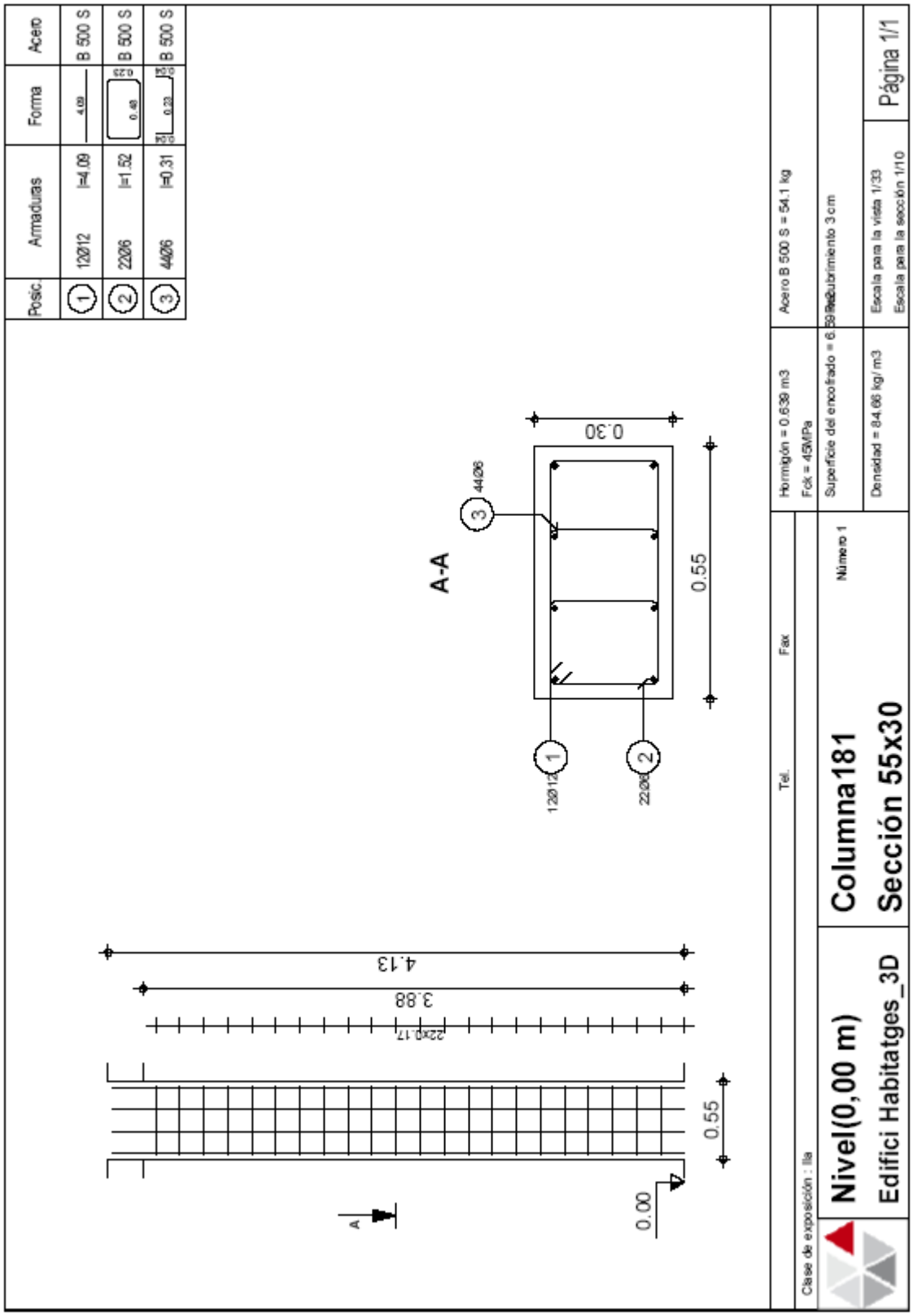
alfileres 44 ϕ6,0 l = 0,31 (m)

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 0,64 (m3)
- Superficie de encofrado = 6,59 (m2)

- Acero B 500 S
  - Peso total = 54,09 (kG)
  - Densidad = 84,60 (kG/m3)
  - Diámetro medio = 9,1 (mm)
  - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
6,0	0,31	0,07	44	3,04
6,0	1,52	0,34	22	7,41
12,0	4,09	3,64	12	43,64


Posic.
Armaduras
Forma
Acero
1 12Ø12 l=4.09 B 500 S
2 22Ø6 l=1.52 B 500 S
3 44Ø6 l=0.31 B 500 S
A-A
0.30
0.55
12Ø12
22Ø6
44Ø6
4.13
3.88
22x0.17
0.55
0.00
A
Hormigón = 0.639 m3
Fck = 45MPa
Acero B 500 S = 54.1 kg
Superficie del encofrado = 6.39 m2
Recubrimiento 3 cm
Densidad = 84.66 kg/ m3
Escala para la vista 1/33
Escala para la sección 1/10
Tel.
Fax
Número 1
Clase de exposición : IIa
Nivel(0,00 m)
Edifici Habitatges_3D
Columna181
Sección 55x30
Página 1/1

1 Nivel:

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 0 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna185 Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : HA - 45 f_{ck} = 45,00 (MPa)
  Densidad : 2447,32 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo 55,0 x 30,0 (cm)
2.2.2 Altura: L = 4,13 (m)
2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
2.2.4 Altura de la viga = 0,25 (m)
2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 3,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
COMB1	de cálculo	185	1,00	779,14	-0,13	0,09	36,07	73,43
COMB2	de cálculo	185	1,00	779,15	-0,13	0,09	-36,14	-73,37
COMB3	de cálculo	185	1,00	779,29	-44,86	59,17	-0,03	0,03
COMB4	de cálculo	185	1,00	778,89	44,60	-58,99	-0,03	0,03
COMB5	de cálculo	185	1,00	735,51	-0,12	0,08	60,15	122,36
COMB6	de cálculo	185	1,00	735,51	-0,12	0,08	-60,21	-122,31
COMB7	de cálculo	185	1,00	735,74	-74,67	98,55	-0,03	0,02
COMB8	de cálculo	185	1,00	735,08	74,43	-98,38	-0,03	0,02
COMB9	de cálculo	185	1,00	739,76	-0,12	0,08	36,07	73,43
COMB10	de cálculo	185	1,00	739,76	-0,12	0,08	-36,14	-73,37
COMB11	de cálculo	185	1,00	739,90	-44,85	59,16	-0,03	0,02
COMB12	de cálculo	185	1,00	739,51	44,61	-58,99	-0,03	0,02

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB7 (B)
Esfuerzos seccionales:
Nsd = 735,74 (kN) Msdy = 98,55 (kN*m) Msdz = 0,02 (kN*m)
Esfuerzos dimensionantes:
Nudo inferior
N = 735,74 (kN) N*etotz = 133,97 (kN*m) N*etoty= 76,45 (kN*m)

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	13,4 (cm)	0,0 (cm)

mínimo	emin: 2,8 (cm)	2,8 (cm)
inicial	ee: 13,4 (cm)	2,8 (cm)
II orden	ea: 4,8 (cm)	7,6 (cm)
total	etot: 18,2 (cm)	10,4 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
4,00	4,20	48,50	35,00	Columna esbelta

λ < 100 Método aproximativo

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 98,55 (kN*m) M1 = -74,67 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = 98,55 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = 13,4 (cm)
emin = 2,8 (cm)
ee = max(ee;emin) = 13,4 (cm)
ea - Método aproximativo

$$e_a = (1+0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon)\frac{h+20e_e}{h+10e_e}\cdot\frac{l_0^2}{50\cdot i_c}$$

lo = 4,20 (m)
β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00
d-d' = 20,8 (cm)
is = 10,4 (cm)
ic = 8,7 (cm)
h = 30,0 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)
ε = 0,00
Ncp/Ntot = 100,00%
ea = 4,8 (cm)
etot = ee + ea = 18,2 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
4,00	8,00	50,39	35,00	Columna esbelta

λ < 100 Método aproximativo

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

M2 = 0,02 (kN*m) M1 = -0,03 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = 0,02 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = 0,0 (cm)
emin = 2,8 (cm)
ee = max(ee;emin) = 2,8 (cm)
ea - Método aproximativo

$$e_a = (1+0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon)\frac{h+20e_e}{h+10e_e}\cdot\frac{l_0^2}{50\cdot i_c}$$

lo = 8,00 (m)
β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,26
d-d' = 45,8 (cm)
is = 20,4 (cm)
ic = 15,9 (cm)
h = 55,0 (cm)

εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)
ε = 0,00
Ncp/Ntot = 100,00%
ea = 7,6 (cm)
etot = ee + ea = 10,4 (cm)

2.5.2 Armadura:

sección de acero real	Asr = 11,31 (cm2)
Densidad del armado:	ρ = 0,69 %

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 10 ϕ12,0 l = 4,09 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

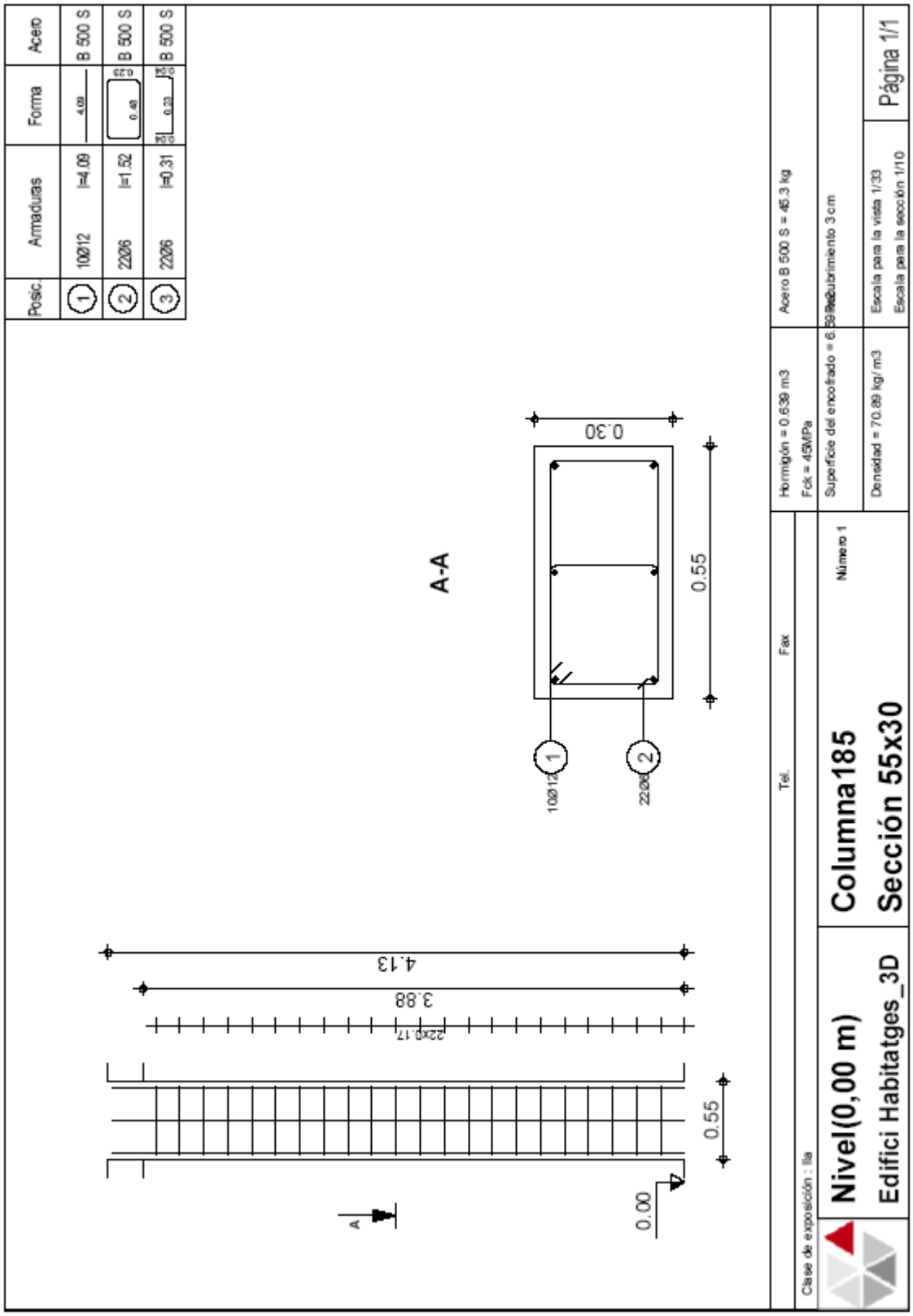
Estribos	22 ϕ6,0	l = 1,52 (m)
alfileres	22 ϕ6,0	l = 0,31 (m)

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 0,64 (m3)
- Superficie de encofrado = 6,59 (m2)

- Acero B 500 S
  - Peso total = 45,30 (kG)
  - Densidad = 70,85 (kG/m3)
  - Diámetro medio = 9,0 (mm)
  - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
6,0	0,31	0,07	22	1,52
6,0	1,52	0,34	22	7,41
12,0	4,09	3,64	10	36,37


Posic.
Armaduras
Forma
Acero
1
10Ø12
l=4.09
B 500 S
2
2Ø6
l=1.52
B 500 S
3
2Ø6
l=0.31
B 500 S
A-A
0.30
0.55
10Ø12
2Ø6
0.55
4.13
3.88
22x0.17
0.55
0.00
A
Hormigón = 0.639 m3
Fck = 45MPa
Acero B 500 S = 45.3 kg
Superficie del encofrado = 6.39 m2
Recubrimiento 3 cm
Densidad = 70.89 kg/ m3
Escala para la vista 1/33
Escala para la sección 1/10
Página 1/1
Tel.
Fax
Número 1
Clase de exposición : IIa
Nivel(0,00 m)
Edifici Habitatges_3D
Columna185
Sección 55x30

1 Nivel:

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 0,00 (m)
- Resistencia al fuego : 0 h
- Clase del ambiente : IIa

2 Columna: Columna193 Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : HA - 45 f_{ck} = 45,00 (MPa)
  Densidad : 2447,32 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

2.2.1 Rectángulo 55,0 x 30,0 (cm)
2.2.2 Altura: L = 4,13 (m)
2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
2.2.4 Altura de la viga = 0,25 (m)
2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 3,0 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

Caso	Natura	Grupo	γ_f	N (kN)	My(s) (kN*m)	My(i) (kN*m)	Mz(s) (kN*m)	Mz(i) (kN*m)
COMB1	de cálculo	193	1,00	1508,20	0,32	-0,15	31,63	67,17
COMB2	de cálculo	193	1,00	1508,20	0,32	-0,15	-31,67	-67,14
COMB3	de cálculo	193	1,00	1507,80	-45,60	59,60	-0,02	0,01
COMB4	de cálculo	193	1,00	1508,33	46,24	-59,90	-0,02	0,01
COMB5	de cálculo	193	1,00	1405,01	0,29	-0,14	52,73	111,94
COMB6	de cálculo	193	1,00	1405,01	0,29	-0,14	-52,76	-111,91
COMB7	de cálculo	193	1,00	1404,34	-76,24	99,44	-0,01	0,01
COMB8	de cálculo	193	1,00	1405,22	76,83	-99,71	-0,01	0,01
COMB9	de cálculo	193	1,00	1414,98	0,29	-0,14	31,63	67,17
COMB10	de cálculo	193	1,00	1414,98	0,29	-0,14	-31,66	-67,14
COMB11	de cálculo	193	1,00	1414,58	-45,63	59,61	-0,01	0,01
COMB12	de cálculo	193	1,00	1415,10	46,21	-59,88	-0,02	0,01

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: COMB8 (B)
Esfuerzos seccionales:
Nsd = 1405,22 (kN) Msdy = -99,71 (kN*m) Msdz = 0,01 (kN*m)
Esfuerzos dimensionantes:
Nudo inferior
N = 1405,22 (kN) N*etotz = -161,60 (kN*m) N*etoty= 148,01 (kN*m)

Excentricidad:		ez (My/N)	ey (Mz/N)
estático	ee:	-7,1 (cm)	0,0 (cm)

mínimo	emin: 2,8 (cm)	2,8 (cm)
inicial	ee: 2,8 (cm)	2,8 (cm)
II orden	ea: -4,4 (cm)	7,8 (cm)
total	etot: -11,5 (cm)	10,5 (cm)

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
4,00	4,20	48,50	35,00	Columna esbelta

λ < 100 Método aproximativo

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 76,83 (kN*m) M1 = -99,71 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = -99,71 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = -7,1 (cm)
emin = 2,8 (cm)
ee = max(ee;emin) = 2,8 (cm)
ea - Método aproximativo

$$e_a = (1+0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon)\frac{h+20e_e}{h+10e_e}\cdot\frac{l_0^2}{50\cdot i_c}$$

lo = 4,20 (m)
β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,00
d-d' = 20,9 (cm)
is = 10,5 (cm)
ic = 8,7 (cm)
h = 30,0 (cm)
εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)
ε = 0,00
Ncp/Ntot = 100,00%
ea = -4,4 (cm)
etot = ee + ea = -11,5 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

2.5.1.2.1 Análisis de la esbeltez

Estructura translacional

L (m)	Lo (m)	λ	λlim	
4,00	8,00	50,39	35,00	Columna esbelta

λ < 100 Método aproximativo

2.5.1.2.2 Análisis de pandeo

M2 = 0,01 (kN*m) M1 = -0,01 (kN*m)
Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez considerada
Msd = 0,01 (kN*m)
ee = Msd/Nsd = 0,0 (cm)
emin = 2,8 (cm)
ee = max(ee;emin) = 2,8 (cm)
ea - Método aproximativo

$$e_a = (1+0.12\beta)(\varepsilon_y + \varepsilon)\frac{h+20e_e}{h+10e_e}\cdot\frac{l_0^2}{50\cdot i_c}$$

lo = 8,00 (m)
β = (d-d')^2 / (4is^2) = 1,44
d-d' = 45,9 (cm)
is = 19,1 (cm)
ic = 15,9 (cm)
h = 55,0 (cm)

εy = fyd/Es = 0,00
fyd = 434,78 (MPa)
Es = 200000,00 (MPa)
ε = 0,00
Ncp/Ntot = 100,00%
ea = 7,8 (cm)
etot = ee + ea = 10,5 (cm)

2.5.2 Armadura:

sección de acero real Asr = 13,57 (cm2)
Densidad del armado: ρ = 0,82 %

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 12 ϕ12,0 l = 4,09 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

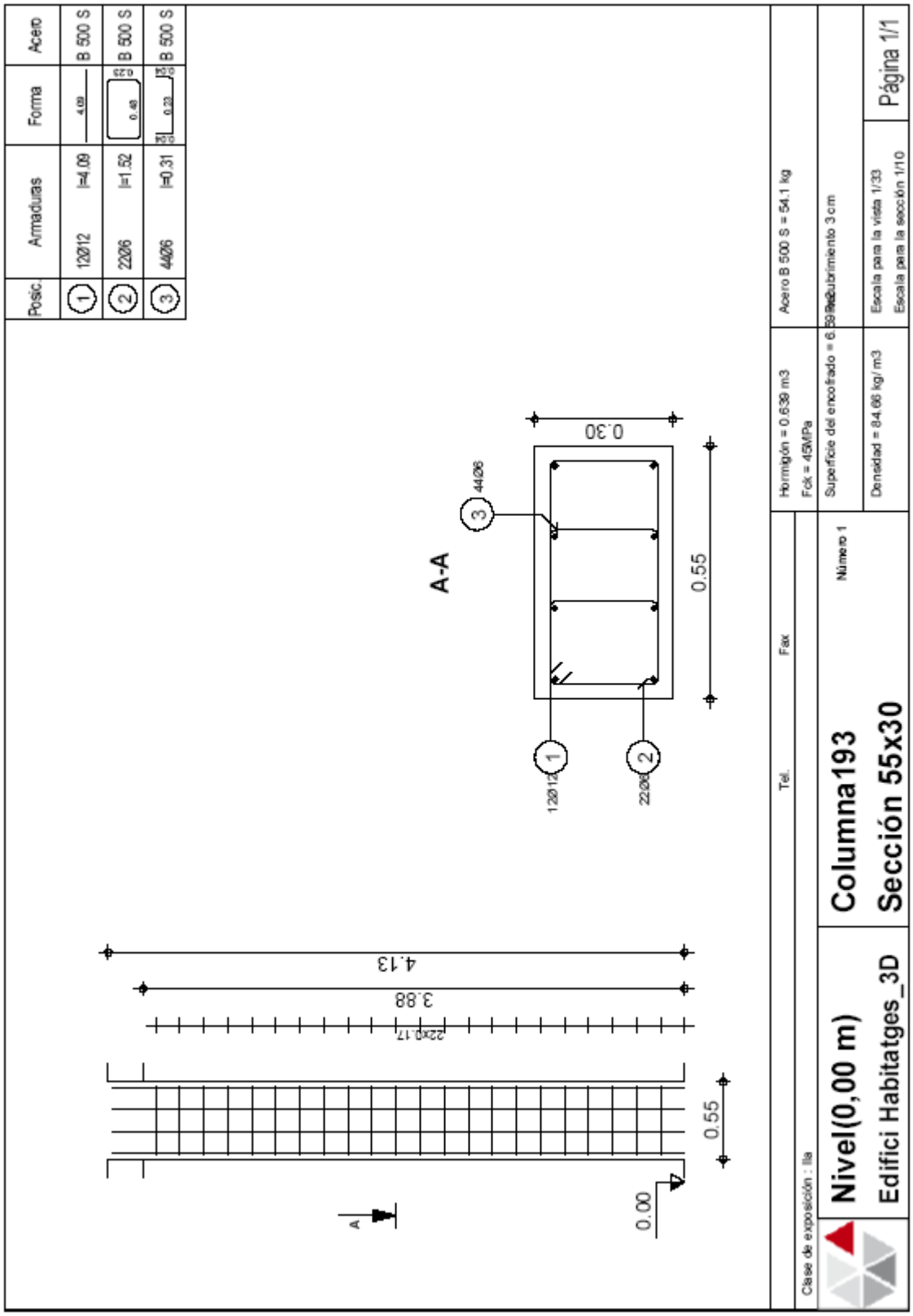
Estribos	22 ϕ6,0	l = 1,52 (m)
alfileres	44 ϕ6,0	l = 0,31 (m)

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 0,64 (m3)
- Superficie de encofrado = 6,59 (m2)

- Acero B 500 S
  - Peso total = 54,09 (kG)
  - Densidad = 84,60 (kG/m3)
  - Diámetro medio = 9,1 (mm)
  - Especificación de las armaduras:

Diámetro	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
6,0	0,31	0,07	44	3,04
6,0	1,52	0,34	22	7,41
12,0	4,09	3,64	12	43,64


Posic.
Armaduras
Forma
Acero
1
12Ø12
l=4.09
B 500 S
2
22Ø6
l=1.52
B 500 S
3
44Ø6
l=0.31
B 500 S
A-A
0.30
0.55
12Ø12
22Ø6
44Ø6
4.13
3.88
22x0.17
0.55
0.00
A
Hormigón = 0.638 m3
Fck = 45MPa
Acero B 500 S = 54.1 kg
Superficie del encofrado = 6.59 m2
Recubrimiento 3 cm
Densidad = 84.66 kg/ m3
Escala para la vista 1/33
Escala para la sección 1/10
Página 1/1
Tel.
Fax
Número 1
Clase de exposición : IIa
Nivel(0,00 m)
Edifici Habitatges_3D
Columna193
Sección 55x30

C.5 NOTA DE CÀLCUL DEL DIMENSIONAMENT DE BIGA O JÀSSERA I LA SEVA ARMADURA AMB DETALL D'ARMAT ADJUNT, DE BIGA DE FORJAT SITUADA EN EL PÒRTIC CENTRAL, REPRESENTATIVA DE TOTES LES BIGUES DE L'ESTRUCTURA.

1 Nivel:

- Nombre : Nivel(0,00 m)
- Cota de nivel : 13,00 (m)
- Resistencia al fuego : 0 (h)
- Abertura de fisuras admisible : 0,40 (mm)
- Clase del ambiente : I
- Coeficiente de fluencia del hormigón : φ_p = 1,12
- Disposiciones símicas : ausente

2 Viga: Viga1 Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: :HA - 35 f_{ck} = 35,00 (MPa)
  Densidad :2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales :B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)
- Armaduras transversales :B 500 S f_{yk} = 500,00 (MPa)

2.2 Geometría:

2.2.1

Tramo	Posición	Ap. Izq. (m)	L (m)	Ap. Der. (m)
P1	**Tramo**	**0,20**	**4,70**	**0,20**

Longitud de cálculo: L_o = 4,90 (m)

Sección de 0,00 a 4,70 (m)
40,0 x 60,0 (cm)
Sin losa izquierda
Sin losa izquierda

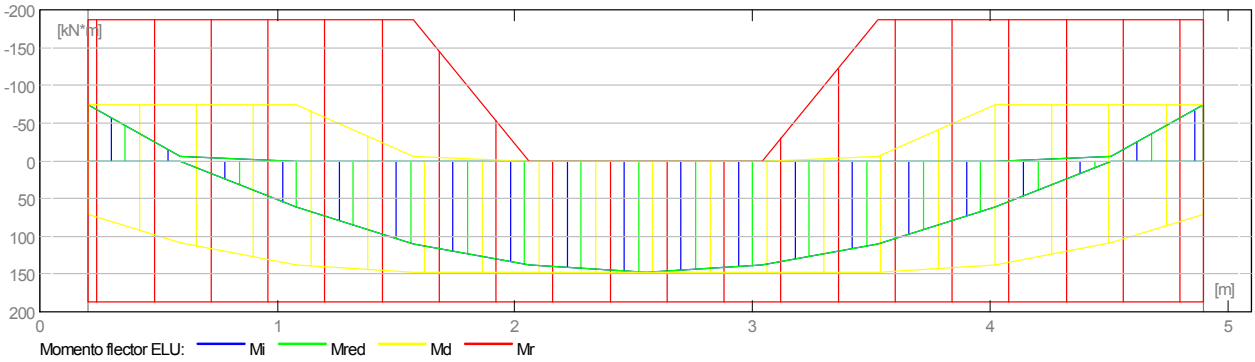
2.3 Opciones de cálculo:

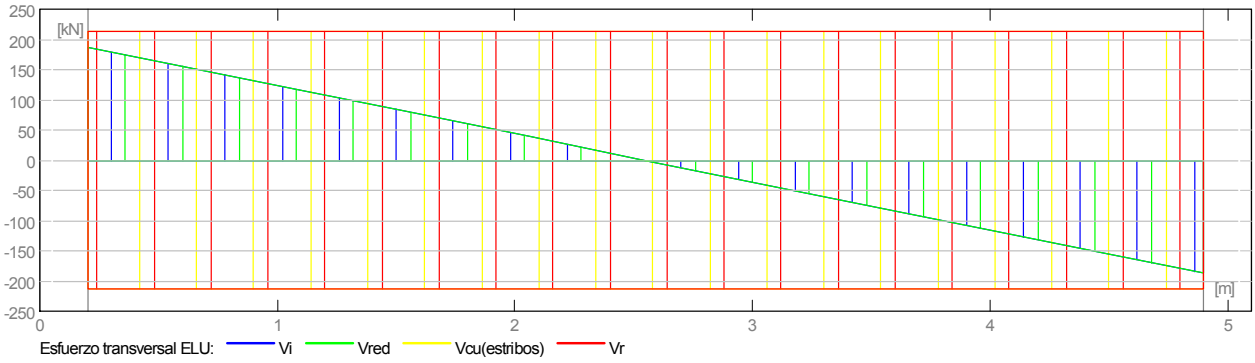
- Regulación de la combinación : CTE
- Cálculos según la norma : EHE 99
- Viga prefabricada : no
- Recubrimiento de la armadura : Armaduras inferioras c = 3,0 (cm)
  : lateral c1= 3,0 (cm)
  : superficial c2= 3,0 (cm)
- Coeficiente β_2 =1.00 : carga de corta duración
- Método de cálculo del cortante : bielas inclinadas
- cot (theta) : 2.00

2.4 Resultados de los cálculos:

2.4.1 Solicitaciones ELU

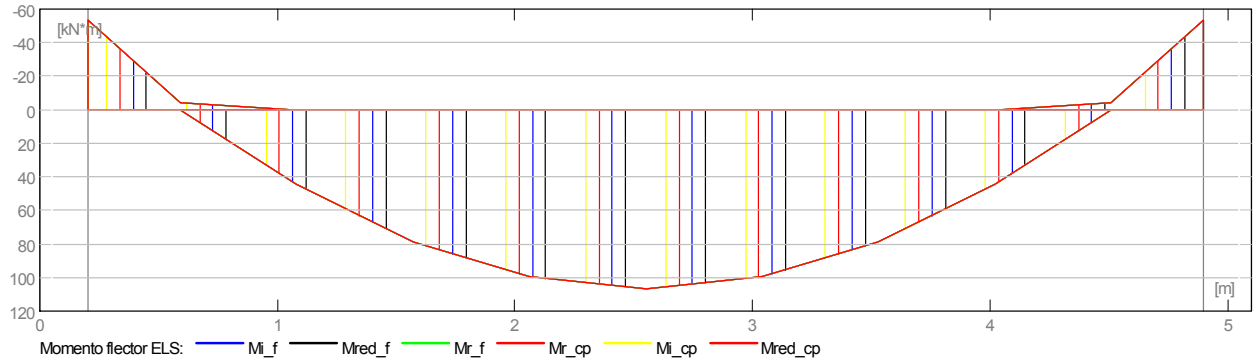
Tramo	Md máx. (kN*m)	Md mín. (kN*m)	Miz (kN*m)	Md (kN*m)	Qiz (kN)	Qd (kN)
P1	147,68	-5,30	-73,93	-73,93	187,28	-187,28

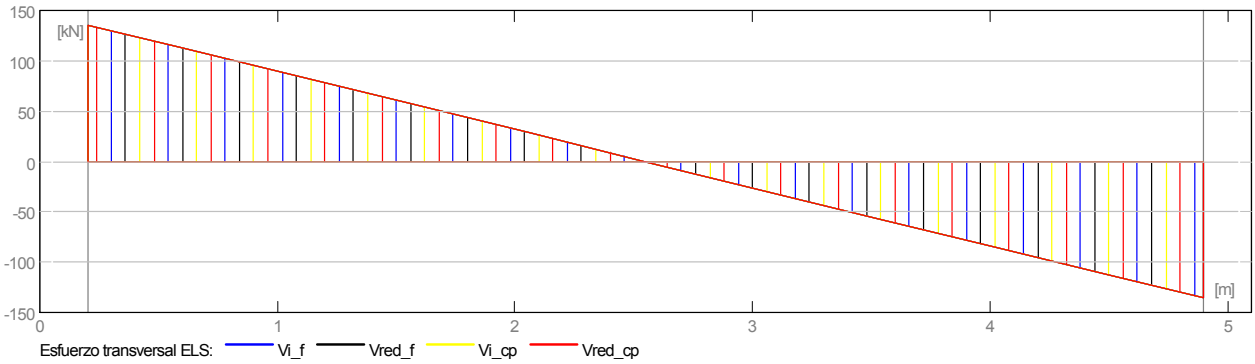




2.4.2 Solicitaciones ELS

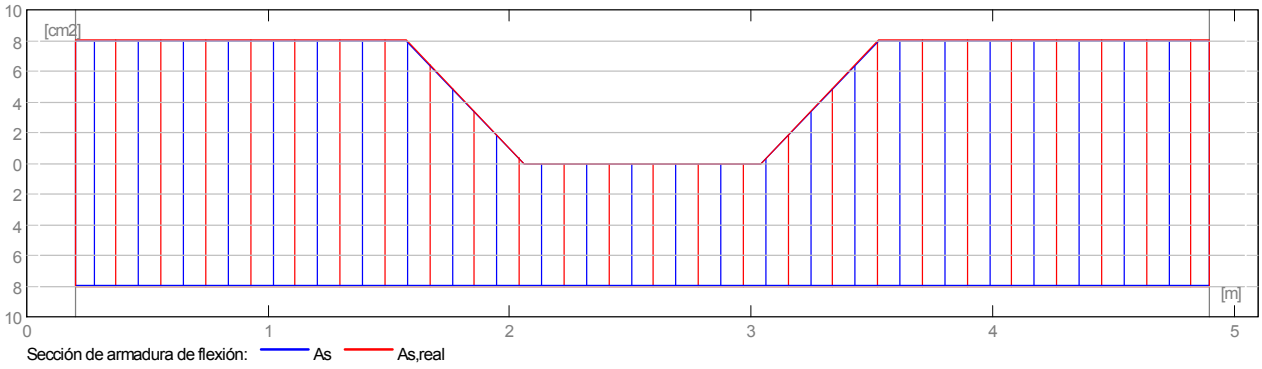
Tramo	Mi máx. (kN*m)	Mi mín. (kN*m)	Miz (kN*m)	Md (kN*m)	Qiz (kN)	Qd (kN)
P1	106,51	0,00	-53,32	-53,32	135,07	-135,07

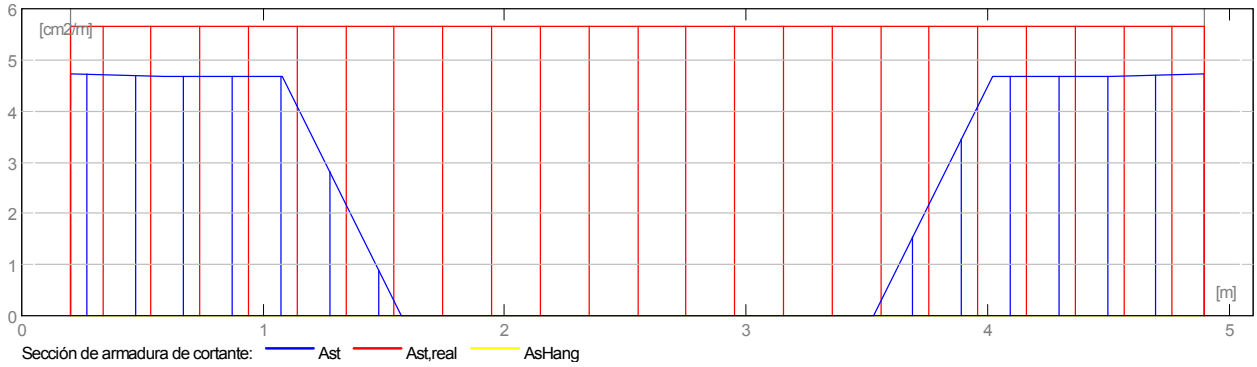




2.4.3 Sección Teórica de Acero

Tramo	Tramo (cm2)		Apoyo izquierdo (cm2)		Apoyo derecho (cm2)	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
P1	7,92	0,00	7,92	7,92	7,92	7,92



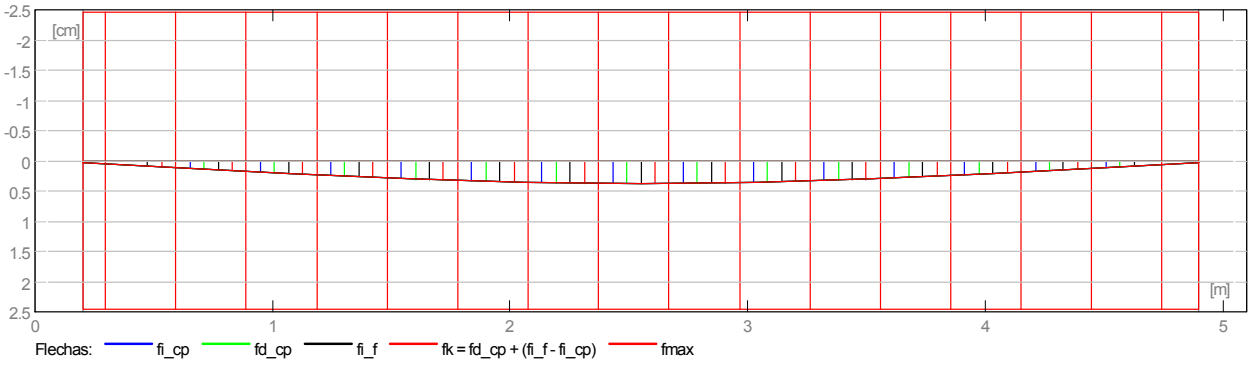


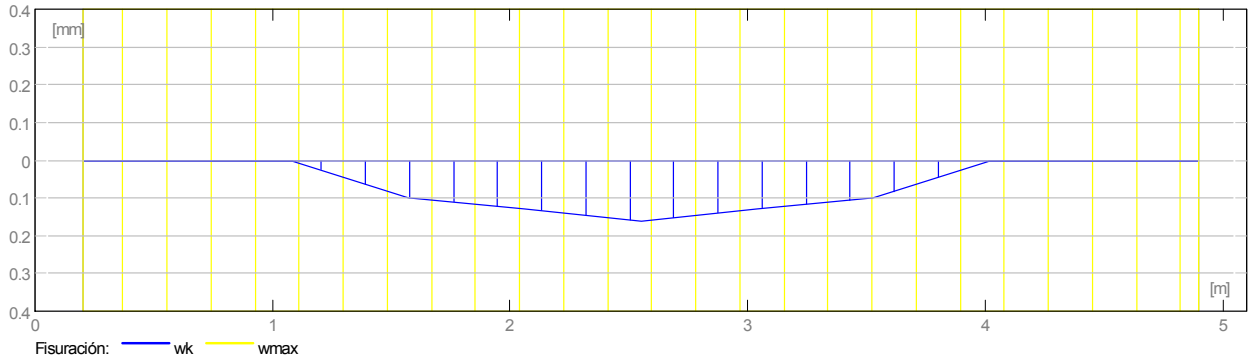
2.4.4 Flecha y fisuración

fi_f - flecha de corta duración debida a la combinación de cargas infrecuentes
fi_cp - flecha de corta duración debida a la combinación cuasipermanente
fd_cp - flecha de larga duración debida a la combinación cuasipermanente
fk - flecha total
fmax - flecha admisible

wk - Abertura de la fisura perpendicular

Tramo	fi_f (cm)	fi_cp (cm)	fd_cp (cm)	fk (cm)	fmax (cm)	wk (mm)
P1	0,3754	0,3754	0,3829	0,3829	2,4500	0,16





2.5 Resultados teóricos - detalles:

2.5.1 P1 : Tramo de 0,20 a 4,90 (m)

Abscisa (m)	ELU M máx. (kN*m)	ELU M mín. (kN*m)	ELS M máx. (kN*m)	ELS M mín. (kN*m)	A inf. (cm2)	A sup. (cm2)	A compresión (cm2)
0,20	70,56	-73,93	0,00	-53,32	7,92	7,92	7,92
0,59	108,63	-73,93	0,00	-3,89	7,92	7,92	7,92
1,08	137,65	-73,93	44,41	0,00	7,92	7,92	7,92
1,57	147,53	-5,30	78,91	0,00	7,92	7,92	7,92
2,06	147,68	0,00	99,61	0,00	7,92	0,00	0,00
2,55	147,68	0,00	106,51	0,00	7,92	0,00	0,00
3,04	147,68	0,00	99,61	0,00	7,92	0,00	0,00
3,53	147,53	-5,30	78,91	0,00	7,92	7,92	7,92
4,02	137,65	-73,93	44,41	0,00	7,92	7,92	7,92
4,51	108,63	-73,93	0,00	-3,89	7,92	7,92	7,92
4,90	70,56	-73,93	0,00	-53,32	7,92	7,92	7,92

Abscisa (m)	ELU V máx. (kN)	ELS V máx. (kN)	afp (mm)	Vrd1 (kN)	Vrd2 (kN)
0,20	187,28	135,07	0,00	5600,00	212,54
0,59	156,20	112,66	0,00	5600,00	212,54
1,08	117,15	84,49	0,00	5600,00	212,54
1,57	78,10	56,33	0,10	5600,00	212,54
2,06	39,05	28,16	0,13	5600,00	212,54
2,55	0,00	0,00	0,16	5600,00	212,54
3,04	-39,05	-28,16	0,13	5600,00	212,54
3,53	-78,10	-56,33	0,10	5600,00	212,54
4,02	-117,15	-84,49	0,00	5600,00	212,54
4,51	-156,20	-112,66	0,00	5600,00	212,54
4,90	-187,28	-135,07	0,00	5600,00	212,54

2.6 Armadura:

2.6.1 P1 : Tramo de 0,20 a 4,90 (m)

Armaduras longitudinales:

- Armaduras inferiores (B 500 S)

  4 ϕ16,0 l = 5,53 de 0,03 a 5,07

- Armaduras de montaje (encima) (B 500 S)
  4 ϕ12,0 l = 1,58 de 1,76 a 3,34
- tramo (B 500 S)
  8 ϕ16,0 l = 2,28 de 0,03 a 2,06

Armaduras transversales:

- Armaduras principales (B 500 S)
  estribos 26 ϕ6,0 l = 2,16
  e = 1*-0,10 + 1*0,15 + 23*0,20 + 1*0,15 (m)

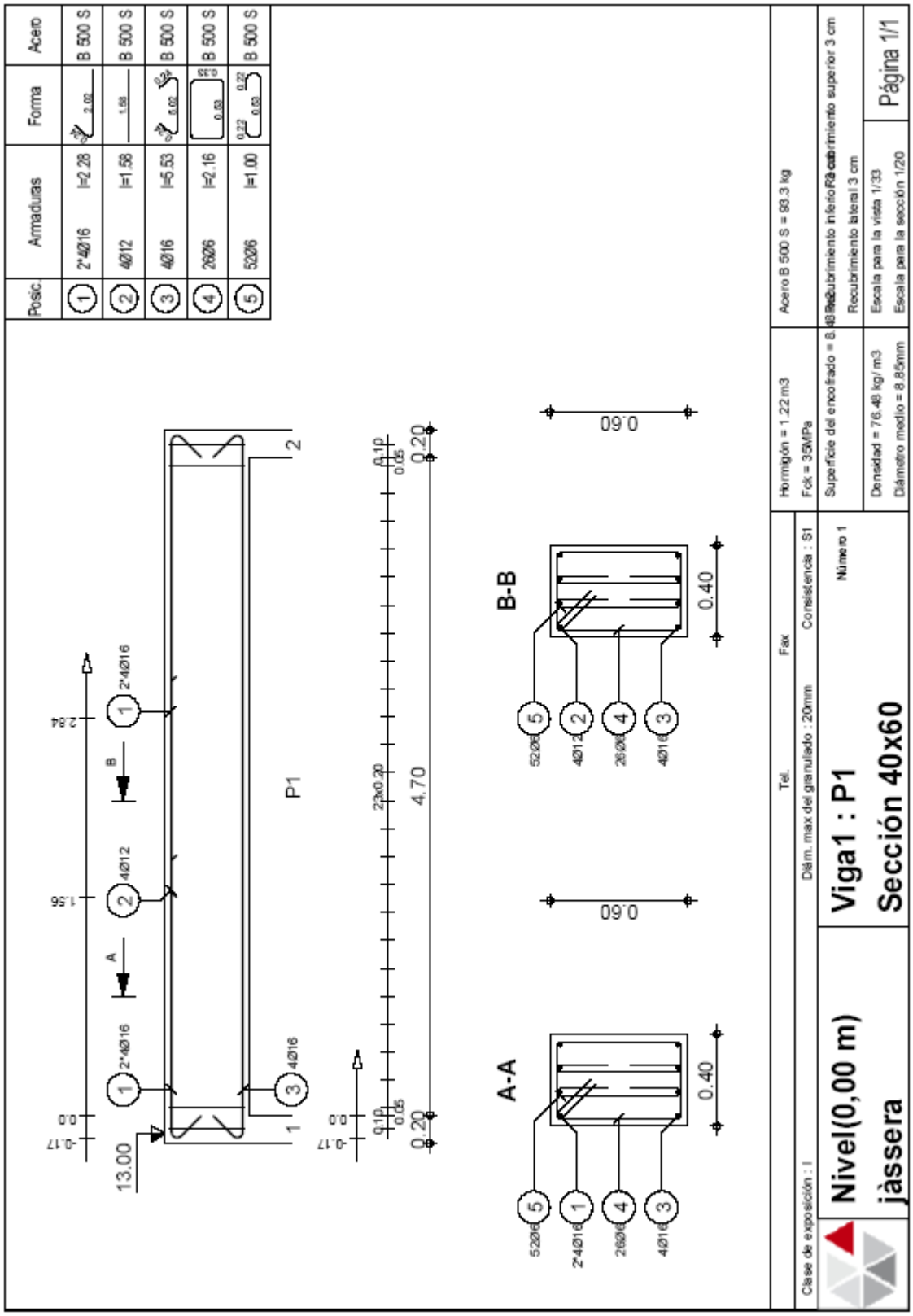
  alfileres 52 ϕ6,0 l = 1,00
  e = 1*-0,10 + 1*0,15 + 23*0,20 + 1*0,15 (m)

3 Cantitativo:

- Volumen del hormigón = 1,22 (m3)
- Superficie de encofrado = 8,48 (m2)

- Acero B 500 S
  - Peso total = 93,28 (kG)
  - Densidad = 76,21 (kG/m3)
  - Diámetro medio = 8,9 (mm)
  - Lista según diámetros:

Diámetro (mm)	Longitud (m)	Peso (kG)	Número (piezas)	Peso total (kG)
6,0	1,00	0,22	52	11,53
6,0	2,16	0,48	26	12,45
12,0	1,58	1,40	4	5,61
16,0	2,28	3,59	8	28,75
16,0	5,53	8,74	4	34,94


Posic. Armaduras Forma Acero
1 2*4Ø16 l=2.28 B 500 S
2 4Ø12 l=1.58 B 500 S
3 4Ø16 l=5.53 B 500 S
4 26Ø6 l=2.16 B 500 S
5 52Ø6 l=1.00 B 500 S
P1
13.00
4.70
A-A
B-B
0.60
0.40
Acero B 500 S = 93.3 kg
Hormigón = 1.22 m3
Fck = 35MPa
Densidad = 76.48 kg/ m3
Diámetro medio = 8.85mm
Escala para la vista 1/33
Escala para la sección 1/20
Recubrimiento lateral 3 cm
Tel.
Fax
Diám. max del granulado : 20mm
Consistencia : S1
Número 1
Clase de exposición : I
Nivel(0,00 m)
jàssera
Viga1 : P1
Sección 40x60
Página 1/1

D JUSTIFICACIÓ CONFORME EL VALOR DE LA RIGIDESA DEL NUS, ÉS INDENPENDENT DE LA CÀRREGA APLICADA A LA JÀSSERA

La finalitat del present annex és demostrar que els valors obtinguts de rigidesa de nusos en els models, són independents del valor de la càrrega aplicada a la jàssera. Prenem la jàssera modelitzada en elements finits del model 2 en el cas de 2Φ25 de perns de connexió en cada recolzament jàssera, i li substituïm les càrregues que tenia aplicades de Qg+Qq=51,59 kN/m per unes de valor aproximadament el doble Qg+Qq=100 kN/m Vegi's tot seguit la seva aplicació Qg=Qq=50 kN/m/0,40 m=125 kN/m². Valors de càrregues característiques (de servei)

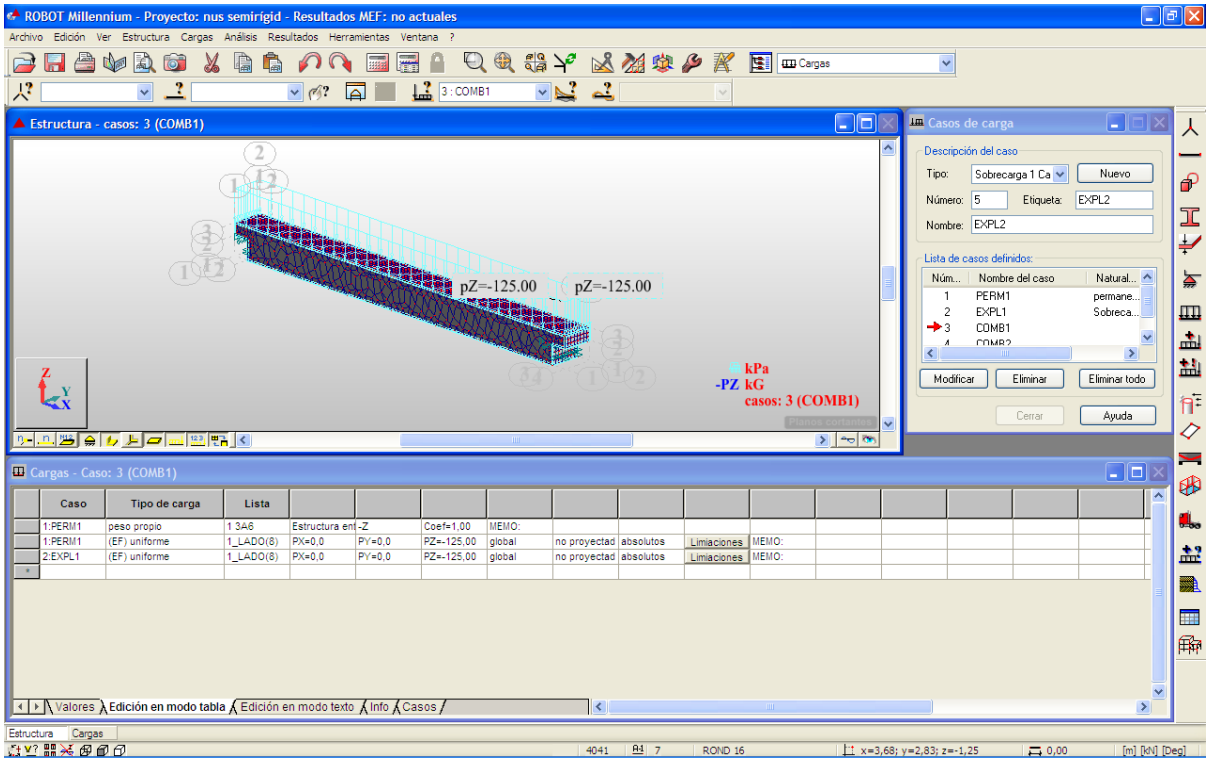


Figura 135- Aplicació càrregues Qg+Qq=100 kN/m

A continuació s'aplicarà la mateixa metodologia que l'exposada en el subapartat 3.3.2 ANÀLISI DE RIGIDESA NUSOS MODEL 2 per tal d'obtenir l'angle α de gir del nus, les reaccions Fy de les dues armadures corrugades de diàmetre 25 mm i la fletxa de la jàssera

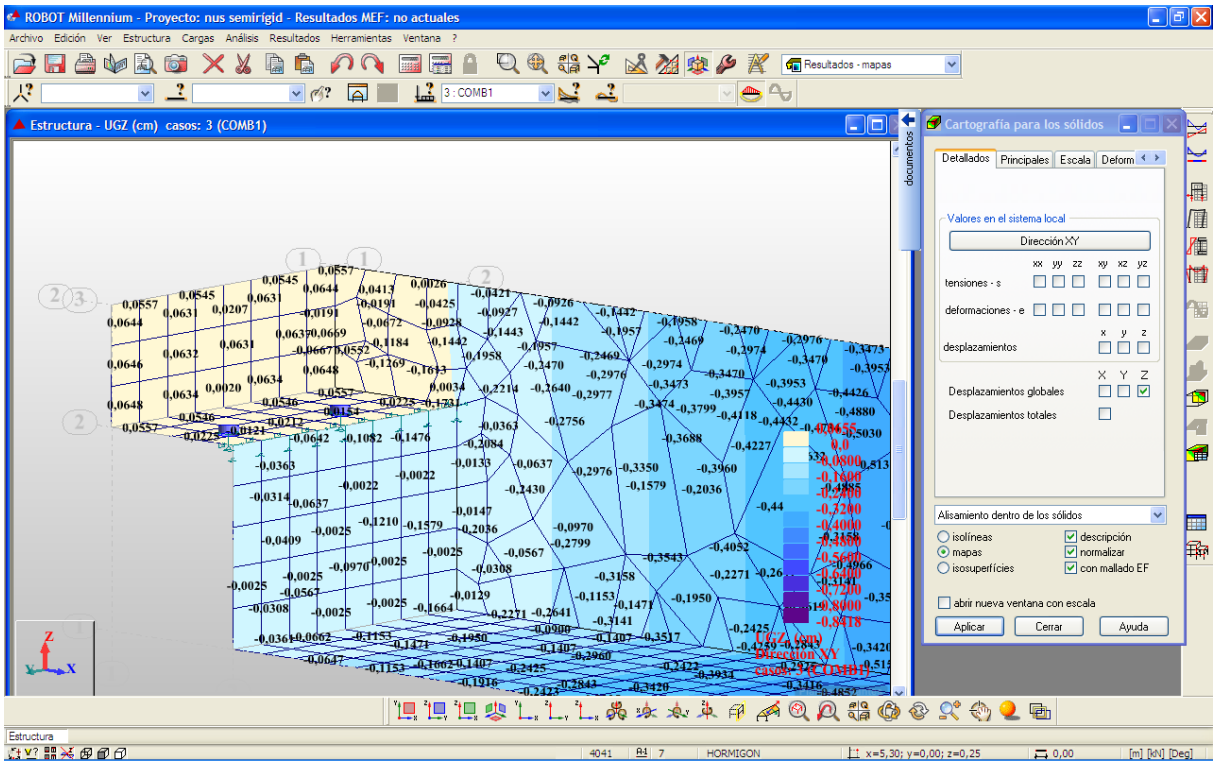


Figura 136 Visualització de desplaçaments verticals (eix Z)

y=0,0641 cm

α = arcsin 0,0641 /20 = 3,2050·10^{-3} rad

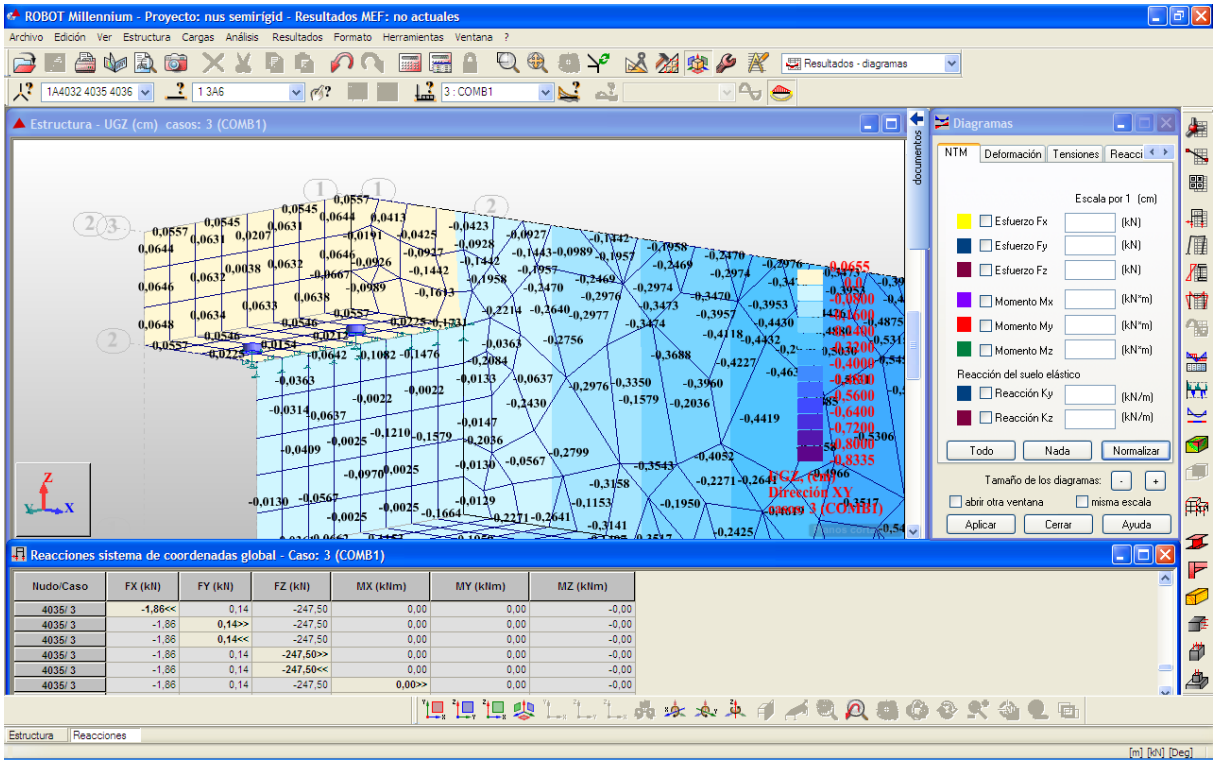


Figura 137- Reaccions en els nusos de base de les 2 barres d'acer de diàmetre 25 mm, en kN

F=247,50 kN

2·F·0,10=M

M=49,50 kN·m

Rigidesa nus = M/α = 49,50 kN·m / 3,2050·10^{-3} = **15444,62 kN·m/rad**

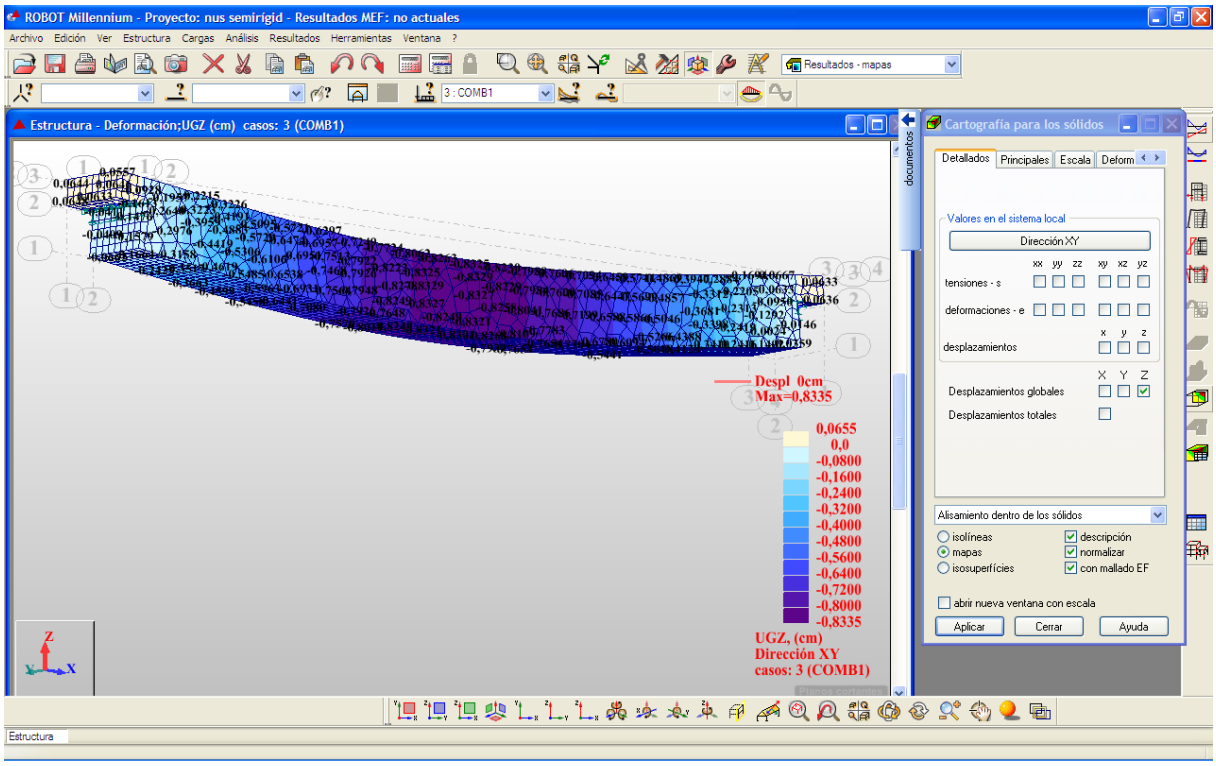


Figura 138 Deformada de la jàssera

Fletxa màxima = 0,8335 cm

PAS DE COMPROVACIÓ DEL CÀLCUL LOCAL A GLOBAL

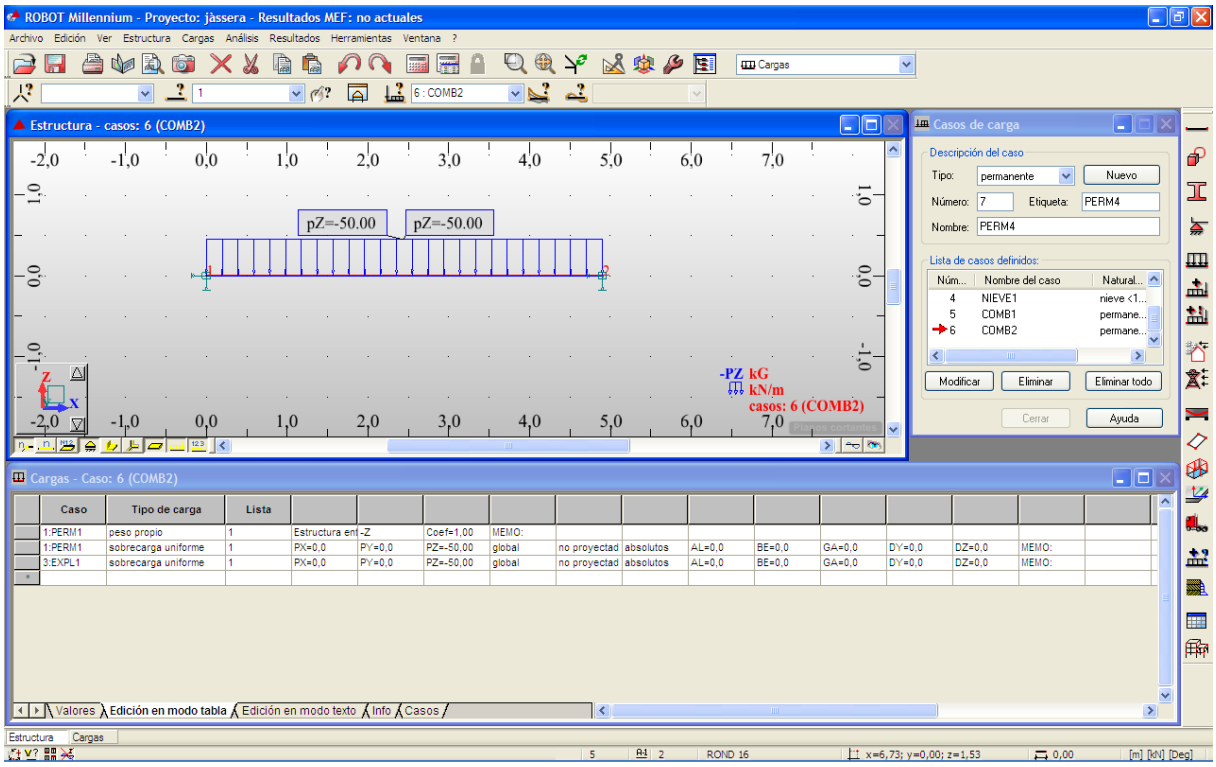


Figura 139 Aplicació de càrregues Qg=Qq=50 kN/m

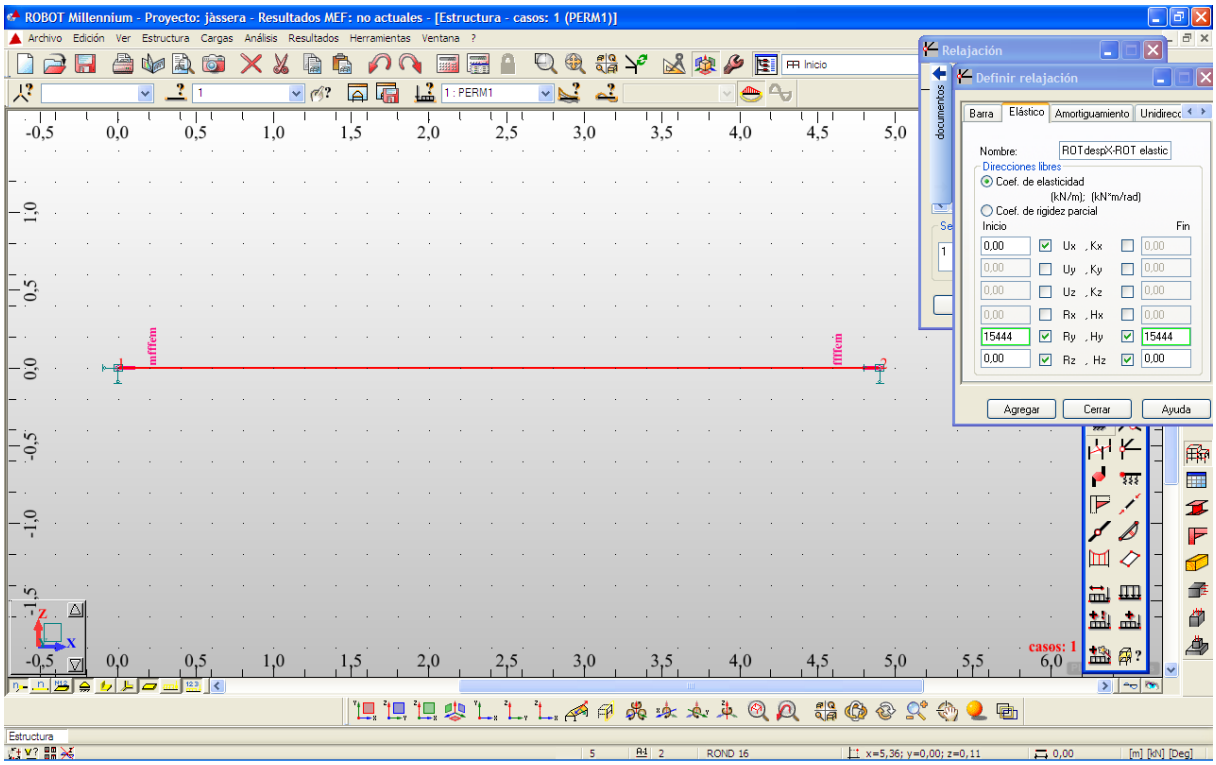


Figura 140 Aplico la Rigidesa de nus, obtinguda en l'anàlisi per elments finits, en els extrems de la jàssera

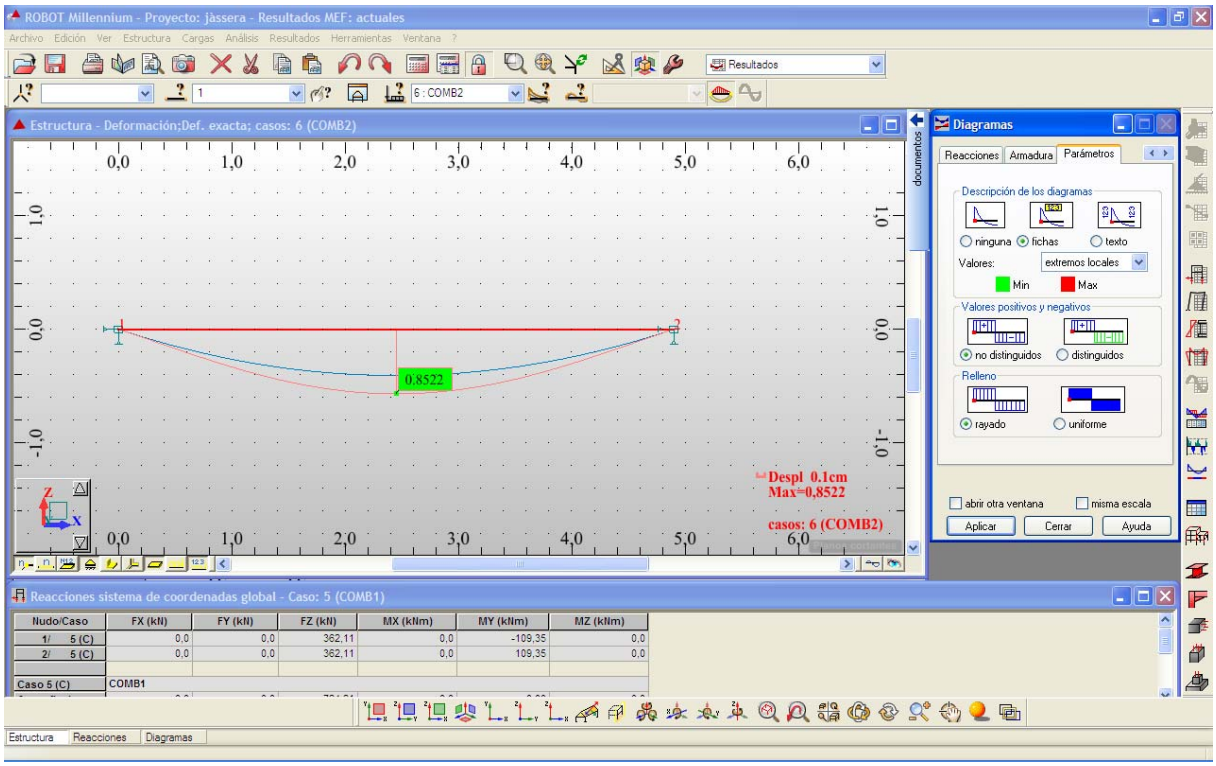


Figura 141 Obtinc una fletxa màxima de valor similar a la fletxa de la jàssera analitzada en elements finits

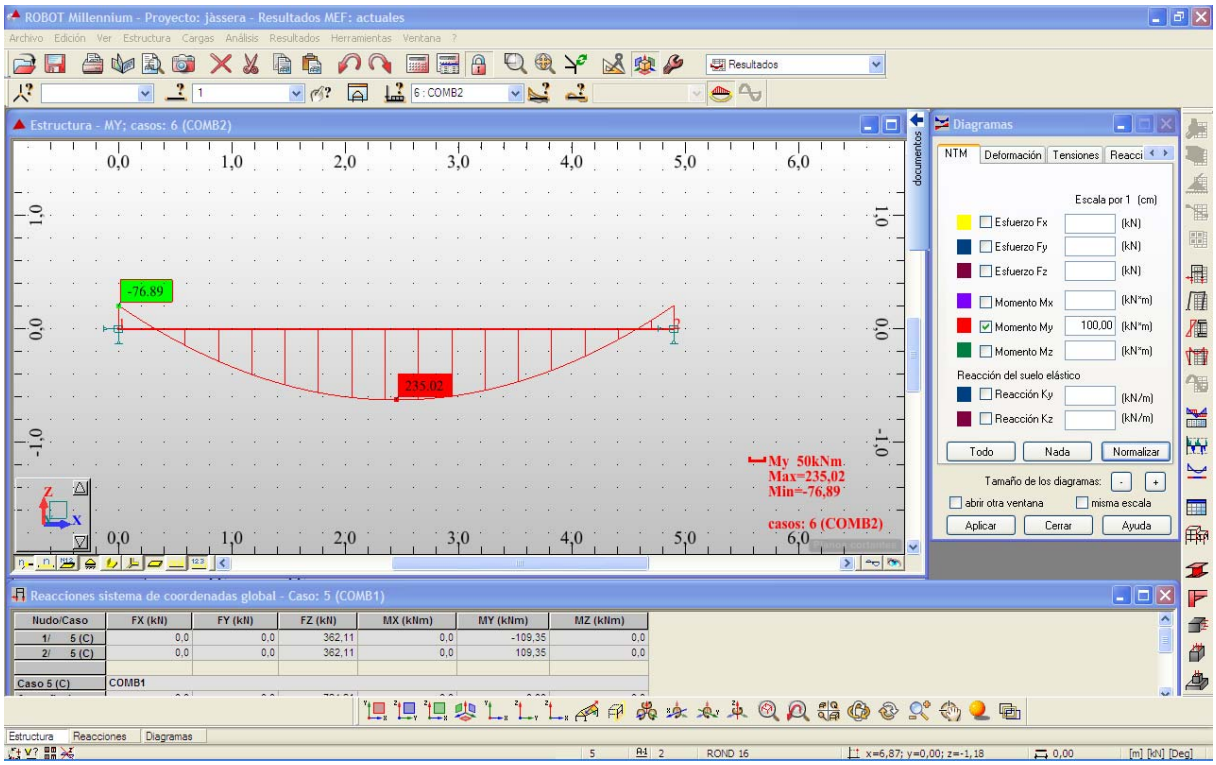


Figura 142 Diagrama de Moments en ELS que obtinc. S'observa que el moment de negatiu és de valor molt superior a l'obtingut per elements finits (M=49,50 kN·m)

QUINA ÉS LA RIGIDESA A INTRODUIR EN EL PRESENT MODEL GLOBAL QUE M'APORTI EL M-=-49,50 kN·m, OBTINGUT EN L'ANÀLISI PER ELEMENTS FINITS?

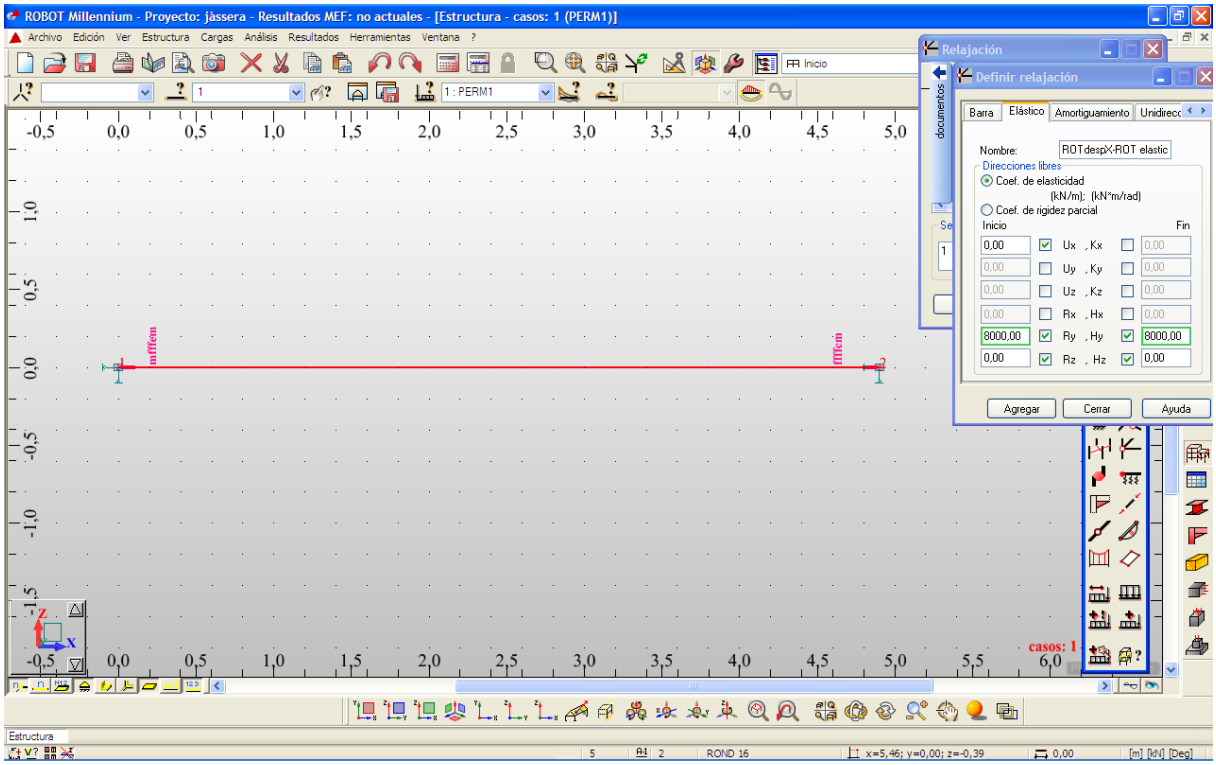


Figura 143 Provo amb la rigidesa obtinguda en el subapartat 3.3.2 ANÀLISI DE RIGIDESA DEL MODEL 2

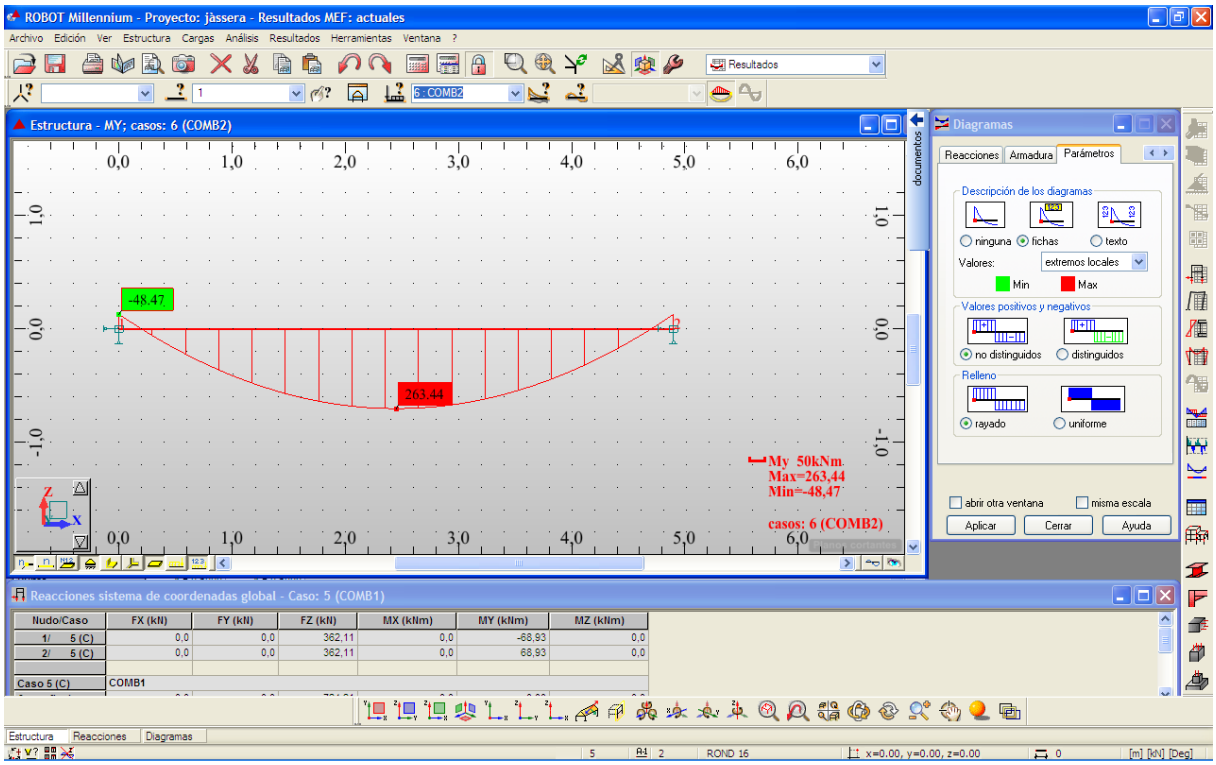


Figura 144 Observo que m'hi aproximo molt M=-48,47≈-49,50 kN·m

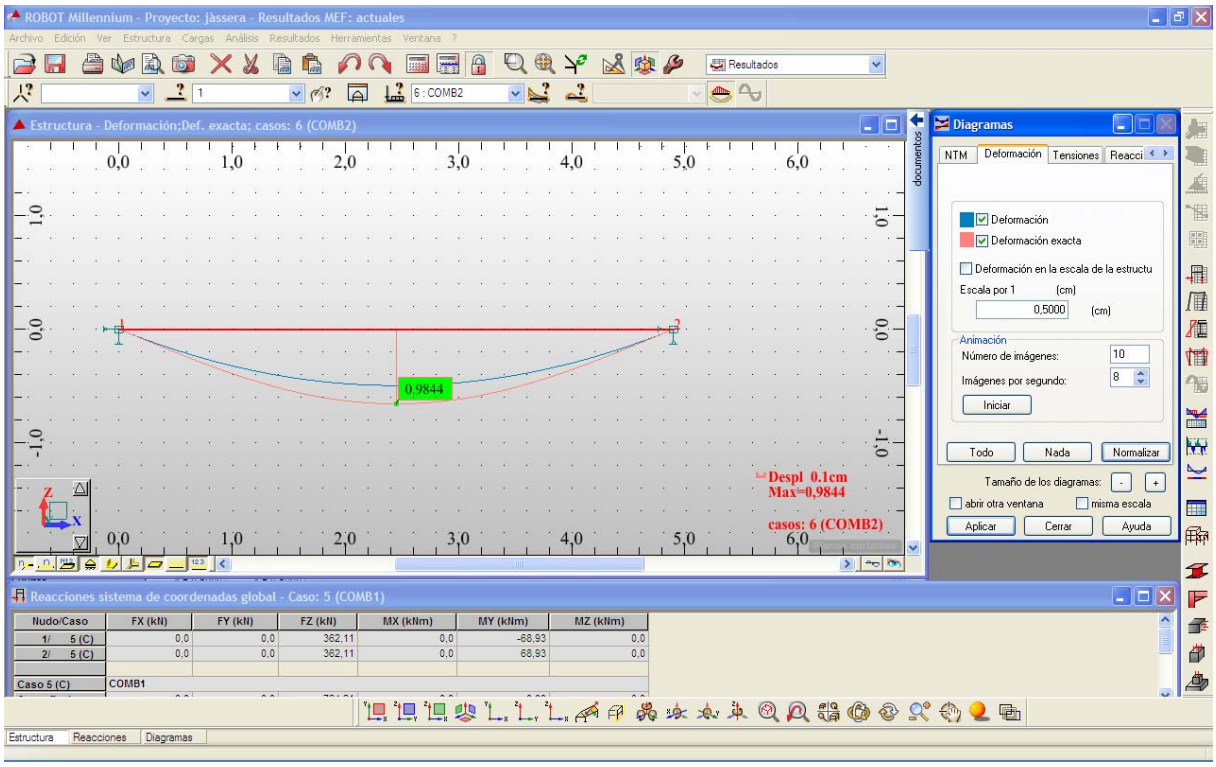


Figura 145 Fletxa obtinguda

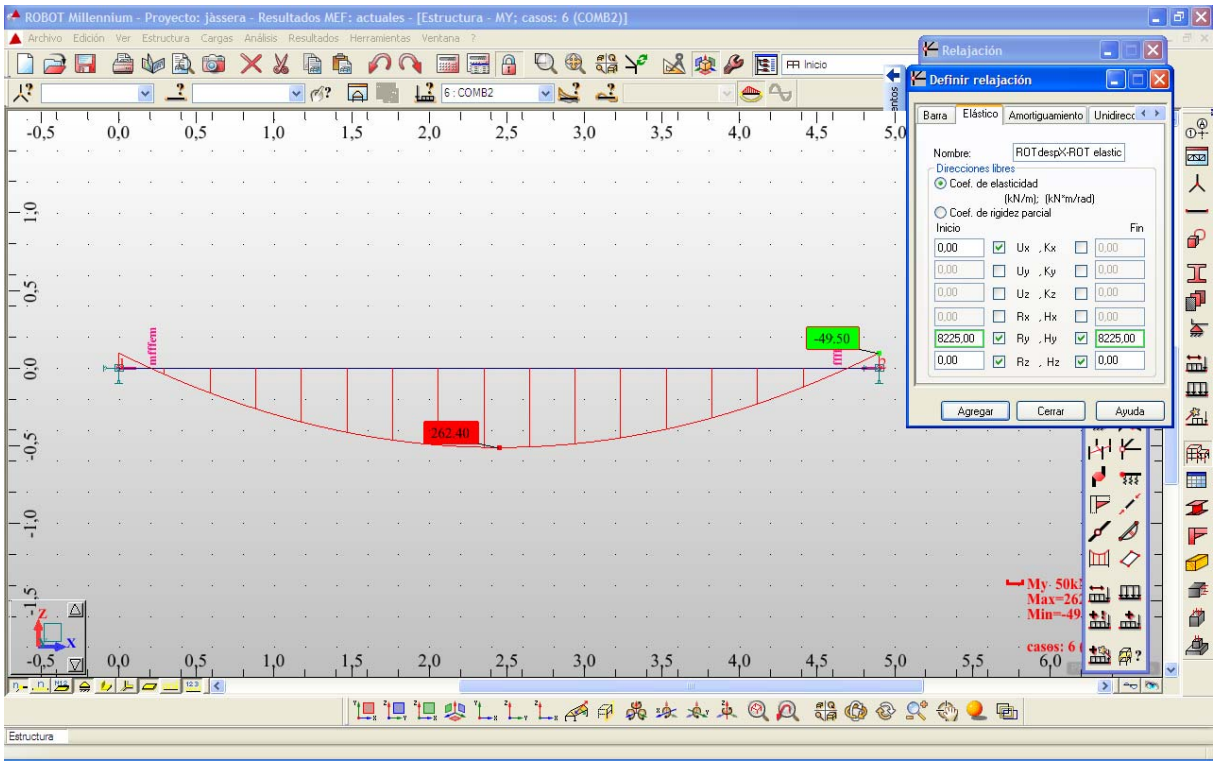


Figura 146 Ajusto al màxim el valor de la rigidesa de manera que el valor del Moment de negatiu del diagrama sigui exactament l'obtingut en l'anàlisi d'elements finits M=-49,50 kN·m. S'observa **Rigidesa=8225 kN·m/rad**

Que és exactament la rigidesa que, amb les càrregues estudiades en el nus 2 amb 2Φ25, dóna el Moment exacte trobat en el nus. Veure Figura 154 i subapartat 3.3.2

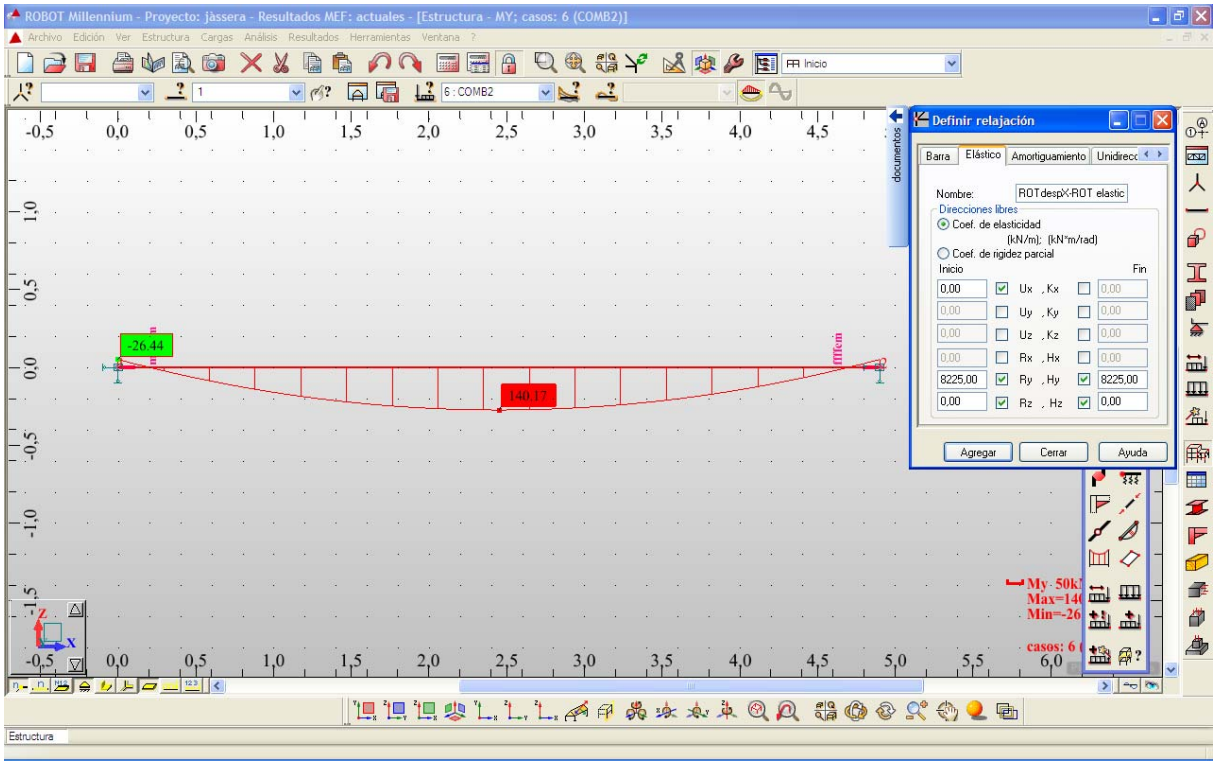


Figura 147 Moment de negatiu obtingut en la jàssera del model global en el subapartat 3.3.2. Nus model 2

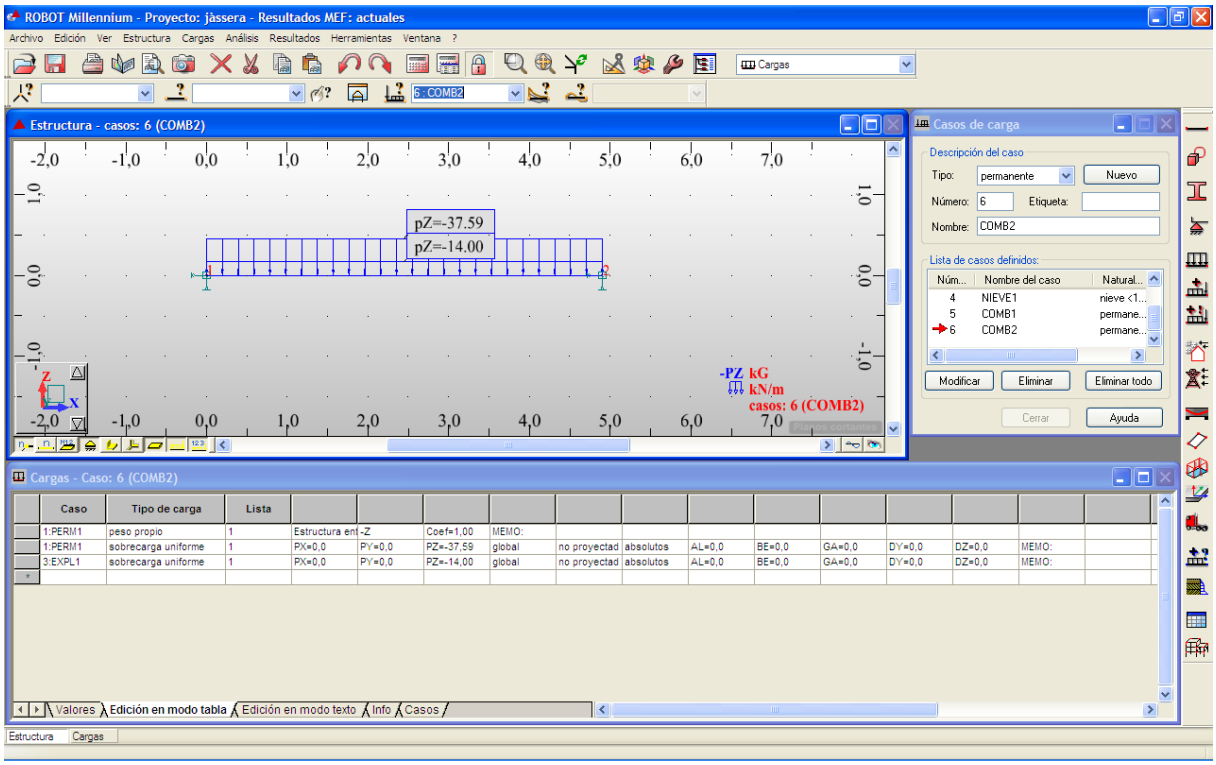


Figura 148 Càrregues aplicades en la jàssera global estudiada en el subapartat 3.3.2.

D'aquesta manera queda demostrat que el valor de les rigideses és identic Rigidesa=8825 kN·M/rad en un mateix nus estudiat malgrat les càrregues en aquest darrer cas eren el doble respecte de l'anterior.

E CÀLCUL JUSTIFICACTIU DE PLAQUES ALVEOLARS

E.1 TAULES D'APLICACIÓ PER AL SEU DIMENSIONAMENT

PLACA DE 15 110 * 20 (15+5)

2004

C15-5(b)2004.xls 5/10/04

Pes propi forjat (KN/m²):	3.84
Volum formigó in situ(l/m):	60
Autorització d'us nº:	S/FABRICA
Ambient de servei:	I
Relació (W1,c / W1,s):	1.53

FORJAT NO APUNTALAT

COEFICIENTS DE SEGURETAT		
Majoració d'accions(cp/ac):	1.5	1.6
Minoració de l'acer:	1.15	
Minoració del formigó:	1.5	

Formigó in situ:	HA-25
Acer negatius:	B500

ESFORÇOS ÚLTIMS POSITIUS			MOMENT
TIPUS BIGUETA	Mu(+) kN.m	Vu(+) kN	SERVEI kN.m
151	50.3	97.7	46.6
152	60.0	97.7	52.9
153	69.2	97.7	59.2
154	79.5	97.7	67.7
155	89.0	97.7	76.2
156	98.8	97.7	84.5
157*	105.9	97.7	90.3
158*	112.1	97.7	96.1
159*	118.3	97.7	101.8
1510*	125.2	97.7	107.4

* TIPUS : NO ES FABRICAN

(ús): Sobrecàrregues variables aplicades. (kN/m²).	
(cp) c.permanent	(m) Longitut a massissar. (cm).
(c) : Caracteristiques de limitació.	
(F) : fletxa. (V) : tallant.	(M) : moment últim.
(S) :M.servei. (C) :const. (L) : L*C2/ EI > 0.0124	

ESF. ULT. NEG.	
REFORÇ	Mu(-) kN.m
6ø8	18.3
6ø12	40.6
6ø20	113.1
7ø8	21.4
7ø10	34.1
8ø6	15.2
8ø8	24.5
8ø16	101.2
9ø8	27.7
9ø12	63.9
10ø8	30.9
10ø12	70.7
11ø8	34.1
11ø10	53.8
12ø12	84.7
12ø16	133.5

ES CONSIDERA LA CONTRAFLETXA

Lim. fle. tot.: L/250 ó L/500+1cm

1.25 1.25 2.8, 2.8, 12, 6, 4

LLUMS MAXIMES DE CÀLCUL. 0 ENCASTAMENTS.

cp	0.70		0.60		2.00		0.00		1.00		1.50		1.00		1.00		1.00		1.00		Negatius	
ús	1.50		1.90		2.00		4.00		4.00		4.00		5.00		7.00		9.00		12.00			
TIPUS	c	Lc	rf	c	Lc	rf	c	Lc	rf	c	Lc	rf	c	Lc	rf	c	Lc	rf	c	Lc	rf	Reforç	m
151	C	4.70		C	4.70		C	4.70		C	4.70		C	4.70		C	4.70		M	4.67		M	4.31		M	3.90		9ø6	NO
152	C	5.24		C	5.24		C	5.24		C	5.24		C	5.24		C	5.24		C	5.24		M	5.10		M	4.71		M	4.26		9ø6	NO
153	C	5.71		C	5.71		C	5.71		C	5.71		C	5.71		C	5.71		C	5.71		M	5.48		M	5.06		M	4.57		6ø8	NO
154	C	6.31		C	6.31		C	6.31		C	6.31		C	6.31		C	6.31		C	6.31		M	5.87		M	5.42		M	4.90		7ø8	NO
155	L	6.79		L	6.79		L	6.79		L	6.79		L	6.79		L	6.79		L	6.79		M	6.21		M	5.73		M	5.19		8ø8	NO
156	L	6.82		L	6.82		L	6.82		L	6.82		L	6.82		L	6.82		L	6.82		M	6.54		M	6.04		M	5.46		9ø8	NO
157*	L	6.84		L	6.84		L	6.84		L	6.84		L	6.84		L	6.84		L	6.84		M	6.77		M	6.25		M	5.66		9ø8	NO
158*	L	6.86		L	6.86		L	6.86		L	6.86		L	6.86		L	6.86		L	6.86		L	6.86		M	6.43		M	5.92		10ø8	NO
159*	L	6.88		L	6.88		L	6.88		L	6.88		L	6.88		L	6.88		L	6.88		L	6.88		M	6.61		M	5.98		10ø8	NO
1510*	L	6.89		L	6.89		L	6.89		L	6.89		L	6.89		L	6.89		L	6.89		L	6.89		M	6.80		M	6.15		7ø10	NO

LLUMS MÀXIMES DE CÀLCUL. 1 ENCASTAMENT.

cp	0.70		0.60		2.00		0.00		1.00		1.50		1.00		1.00		1.00		1.00		Negatius	
ús	1.50		1.90		2.00		4.00		4.00		4.00		5.00		7.00		9.00		12.00			
TIPUS	c	Lc	rf	c	Lc	rf	c	Lc	rf	c	Lc	rf	c	Lc	rf	c	Lc	rf	c	Lc	rf	Reforç	m
151	C	4.70		C	4.70		C	4.70		C	4.70		C	4.70		C	4.70		C	4.70		C	4.70		M	4.70		11ø10	NO
152	C	5.24		C	5.24		C	5.24		C	5.24		C	5.24		C	5.24		C	5.24		C	5.24		M	5.13		9ø12	NO
153	C	5.71		C	5.71		C	5.71		C	5.71		C	5.71		C	5.71		C	5.71		C	5.71		M	5.51		10ø12	NO
154	C	6.31		C	6.31		C	6.31		C	6.31		C	6.31		C	6.31		C	6.31		C	6.31		M	5.90		12ø12	NO
155	C	6.84		C	6.84		C	6.84		C	6.84		C	6.84		C	6.84		C	6.84		C	6.84		M	6.25		8ø16	NO
156	C	7.32		C	7.32		C	7.32		C	7.32		C	7.32		C	7.32		C	7.32		M	7.27		M	6.58		8ø16	NO
157*	C	7.65		C	7.65		C	7.65		C	7.65		C	7.65		C	7.65		C	7.65		M	7.53		V	6.73		6ø20	NO
158*	C	7.95		C	7.95		C	7.95		C	7.95		C	7.95		C	7.95		C	7.95		M	7.75		V	6.73		6ø20	NO
159*	L	8.19		L	8.19		L	8.19		L	8.19		L	8.19		L	8.19		L	8.19		M	7.96		V	6.73		12ø16	NO
1510*	L	8.20		L	8.20		L	8.20		L	8.20		L	8.20		L	8.20		L	8.20		V	8.18		V	6.73		12ø16	NO

LLUMS MÀXIMES DE CÀLCUL. 2 ENCASTAMENTS.

cp	0.70		0.60		2.00		0.00		1.00		1.50		1.00		1.00		1.00		1.00		Negatius	
ús	1.50		1.90		2.00		4.00		4.00		4.00		5.00		7.00		9.00		12.00			
TIPUS	c	Lc	rf	c	Lc	rf	c	Lc	rf	c	Lc	rf	c	Lc	rf	c	Lc	rf	c	Lc	rf	Reforç	m
151	C	4.70		C	4.70		C	4.70		C	4.70		C	4.70		C	4.70		C	4.70		C	4.70		C	4.70		11ø10	NO
152	C	5.24		C	5.24		C	5.24		C	5.24		C	5.24		C	5.24		C	5.24		C	5.24		C	5.24		9ø12	NO
153	C	5.71		C	5.71		C	5.71		C	5.71		C	5.71		C	5.71		C	5.71		C	5.71		C	5.71		10ø12	NO
154	C	6.31		C	6.31		C	6.31		C	6.31		C	6.31		C	6.31		C	6.31		C	6.31		C	6.31		12ø12	NO
155	C	6.84		C	6.84		C	6.84		C	6.84		C	6.84		C	6.84		C	6.84		C	6.84		C	6.84		8ø16	NO
156	C	7.32		C	7.32		C	7.32		C	7.32		C	7.32		C	7.32		C	7.32		C	7.32		C	7.32		8ø16	NO
157*	C	7.65		C	7.65		C	7.65		C	7.65		C	7.65		C	7.65		C	7.65		C	7.65		V	7.58		6ø20	NO
158*	C	7.95		C	7.95		C	7.95		C	7.95		C	7.95		C	7.95		C	7.95		C	7.95		V	7.58		6ø20	NO
159*	C	8.23		C	8.23		C	8.23		C	8.23		C	8.23		C	8.23		C	8.23		C	8.23		V	7.58		12ø16	NO
1510*	C	8.50		C	8.50		C	8.50		C	8.50		C	8.50		C	8.50		C	8.50		C	8.50		V	7.58		12ø16	NO

(L) LIMITAT PER RELACIO LLUM I RIGIDESA DEL FORJAT

NOTA: AQUESTES TAULES NO SON VALIDES PER L' ESFORÇ TALLANT I LA FLETXA QUAN LA RELACIÓ ENTRE LLUMS DE TRAMS CONTIGUS ES MAJOR QUE 1/3

E.2 FITXES D'AUTORITZACIÓ D'ÚS

Generalitat de Catalunya
Departament de Medi Ambient i Habitatge
Direcció General de Qualitat de l'Edificació i Rehabilitació de l'Habitatge

RESOLUCIÓ DE CONCESSIÓ

Vista la sol·licitud de concessió d'autorització administrativa per a la fabricació de sistema de sostres: Llosa alveolar pretesada 150X1100 V.1 (15), presentada pel senyor Josep Llagostera Llapart, en representació del fabricant SUBEROLITA, SA.

Atès que l'informe tècnic és favorable, i a proposta del Servei d'Ordenació de l'Edificació, i d'acord amb les competències atorgades pel Decret 71/1995, de 7 de febrer,

RESOLC:

Atorgar a: SUBEROLITA, SA (fàbrica de Sant Jordi Desvalls), amb domicili social a la carretera C-250, Km 4,3, del municipi de Quart, districte postal 17242, l'autorització administrativa per a la fabricació del sistema de sostres per a pisos i cobertes núm. 067111.

L'autorització administrativa concedida tindrà un període de validesa de cinc anys, comptats a partir de la data d'aquesta resolució.

Les característiques tècniques dels sostres a què es refereix l'autorització administrativa per a aquest sistema de sostres estan contingudes en els models de fitxes tècniques, que es lliuren degudament segellades i datades al fabricant juntament amb aquesta resolució.

Contra aquesta resolució pot interposar-se recurs ordinari davant l'Honorable Conseller de Medi Ambient i Habitatge en el termini d'un mes comptat des de la seva notificació.

La directora general de Qualitat de l'Edificació i Rehabilitació de l'Habitatge

Núria Pedrals Pugès

Barcelona, 20 de febrer de 2008

Generalitat de Catalunya
Departament de Medi Ambient i Habitatge
Secretaria d'Habitatge
Direcció General de l'Edificació
Fets constar que aquesta fotocòpia
concorda íntegrament i literalment
al document de l'Àmbit d'Arxivament
i Documentació de l'Habitatge
Anna Pua Carrasco
Data 26-02-2008

Aragó 244-248
08007 Barcelona
Tel. 93 214 70 00
Fax 93 214 70 60

FICHA DE CARACTERISTICAS TECNICAS DEL FORJADO
DE LOSAS ALVEOLARES PRETENSADAS SEGUN EFHE

FABRICANTE: SUBEROLITA, S.A.
Ctra. L' Estartit, s/nº
17464 SANT JORDI DESVALLS (GIRONA)

MARCA: Losa Alveolar Pretensada Tipo 150 x 1100 v.1

TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA Asensio Martínez Ruiz
Ingeniero Industrial

HOJA 1 de 7 Ficha nº07040/27.12.07

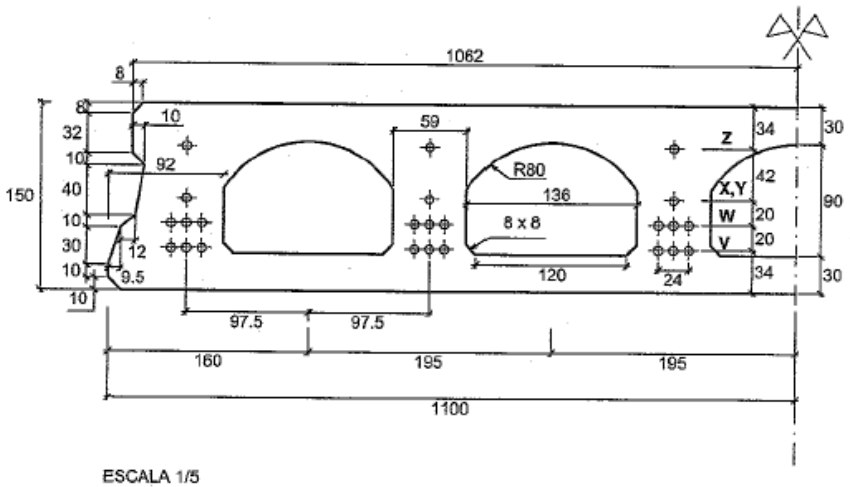
Generalitat de Catalunya
Direcció General de Qualitat de l'Edificació i Rehabilitació de l'Habitatge

067111 20.02.2008

CADUCA ALS 5 ANYS
AUTORITZACIÓ ADMINISTRATIVA
VISAT

1. LOSA (cotas en mm)
150 x 1100 v.1

Peso:2,73 kN/m



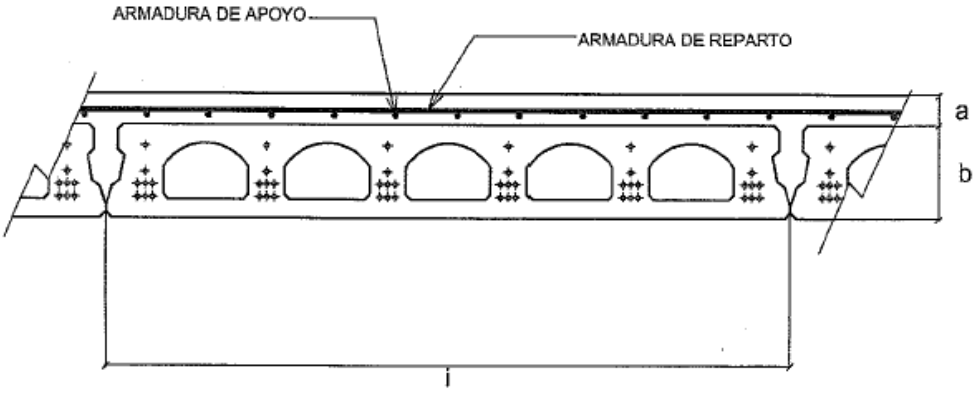
ESCALA 1/5

El pes propi de forjat considerat en el present PFC és de 3,37 kN/m2

2. FORJADO (cotas en mm)

Peso (kN/m²)

b+a (mm)	i=1.100
150 + 50	3,84
150 + 100	5,09



FICHA DE CARACTERISTICAS TECNICAS DEL FORJADO
DE LOSAS ALVEOLARES PRETENSADAS SEGUN EFHE

FABRICANTE: SUBEROLITA, S.A.
Ctra. L' Estartit, s/nº
17464 SANT JORDI DESVALLS (GIRONA)

MARCA: Losa Alveolar Pretensada Tipo 150 x 1100 v.1

TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA Asensio Martínez Ruiz
Ingeniero Industrial

HOJA 2 de 7 Ficha nº07040/27.12.07

Generalitat de Catalunya
Direcció General de Qualitat de l'Edificació
Rehabilitació de l'Habitatge

067111 20.02.2008

CADUCA ALS 5 ANYS
AUTORITZACIÓ ADMINISTRATIVA
VISAT

3. MATERIALES

		Resistencia a compresión de proyecto	Coeficiente de seguridad
HORMIGÓN DE LOSA 150 x 1100 v.1	Tipos TODOS : HP-45/P/12/IIIb,	fck= 45 N/mm²	$\gamma_c = 1{,}50$
HORMIGÓN VERTIDO EN OBRA	HA-25/P/12/IIa,	fck= 25 N/mm²	$\gamma_c = 1{,}50$

Los espesores totales de recubrimiento exigidos en la EHE (art. 37.2.4) se habrán de completar con los revestimientos adecuados.

La resistencia característica del Hormigón en Obra estará de acuerdo con el Ambiente en Obra y el recubrimiento total será completado con el revestimiento adecuado para dicho ambiente (art. 13.3 EFHE).

ACERO DE PRETENSAR Y 1670 C 7 I fyk = 1420 N/mm² fmax, k = 1670 N/mm² Alarg. rotura >= 3.5% R= 2,0% $\gamma_s = 1{,}15$

ARMADURA PASIVA B 500 S fyk = 500 N/mm² Alarg. rotura >= 12% $\gamma_s = 1{,}15$

4. ARMADO DE LA LOSA

TIPO DE LOSA		151	152	153	154	155	156	157	158	159	1510
SITUACIÓN DE LAS ARMADURAS	Z	2 ø 7	2 ø 7	2 ø 7	2 ø 7	2 ø 7	2 ø 7	2 ø 7	2 ø 7	2 ø 7	2 ø 7
	Y	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	X	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	W	-	2 ø 7	4 ø 7	4 ø 7	4 ø 7	4 ø 7	6 ø 7	8 ø 7	10 ø 7	12 ø 7
	V	6 ø 7	6 ø 7	6 ø 7	8 ø 7	10 ø 7	12 ø 7	12 ø 7	12 ø 7	12 ø 7	12 ø 7
TENSIÓN INICIAL (N/mm²)	Alambres	1253	1253	1253	1253	1253	1253	1253	1253	1253	1253
	Cordones										
(%)PERDIDAS TOTALES A PLAZO INFINITO	V,W,X	16,41	17,47	18,53	20,00	21,39	22,78	23,69	24,62	25,54	26,47
	Y,Z	13,42	13,96	14,49	14,61	14,66	14,71	15,18	15,65	16,11	16,58
	c.d.g.	15,67	16,77	17,86	19,23	20,56	21,89	22,86	23,82	24,77	25,72

5. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LA LOSA AISLADA

TIPO DE LOSA		151	152	153	154	155	156	157	158	159	1510
Módulo resistente (cm³)	Winf	3.712	3.723	3.734	3.762	3.790	3.818	3.829	3.839	3.849	3.859
	Wsup	3.784	3.782	3.779	3.782	3.785	3.788	3.786	3.784	3.781	3.779
Excentricidad e (mm)		-21,8	-21,9	-22,0	-24,9	-27,2	-28,9	-28,3	-27,7	-27,3	-27,0
P·e (kN·mm)		-7.094	-8.798	-10.459	-13.597	-16.638	-19.572	-21.011	-22.412	-23.775	-25.099
Tensión debida al pretensado N/mm²	σp.inf	5,57	6,94	8,30	10,13	11,93	13,71	15,00	16,28	17,55	18,80
	σp.sup	1,23	1,52	1,80	1,60	1,40	1,20	1,48	1,76	2,03	2,30
Momento Último (m·kN)*	Mu Positivo	35,93	44,38	52,17	61,09	69,53	77,42	82,71	87,63	91,93	95,61
	Mun Negativo	16,19	18,30	20,26	20,97	21,67	22,28	23,75	25,01	26,27	27,45
Rigidez total (MN·m²)		8,97	8,99	9,00	9,03	9,07	9,11	9,12	9,13	9,14	9,14
Cortante (kN)	VuPA1	85,37	88,06	90,63	93,36	95,93	98,34	100,42	102,42	104,33	106,16
	VuPA2	96,86	101,69	106,21	110,64	114,78	118,63	122,14	125,48	128,64	131,65
	VuPB	71,87	73,72	76,22	80,95	85,42	89,66	92,26	94,90	97,54	100,17
Mts. de servicio positivos (**) (m·kN)	Mo D	18,39	22,81	27,15	33,07	38,91	44,63	48,64	52,56	56,41	60,17
	Mo' TL	23,26	28,86	34,37	41,50	48,54	55,46	60,60	65,65	70,61	75,46
	M0.2 FC	31,00	38,18	44,99	52,89	60,71	68,16	73,51	78,59	83,39	87,63
(1) Mto. fisuración (m·kN)		35,33	39,76	44,09	50,02	55,85	61,57	65,58	69,51	73,35	77,12

NOTA: esfuerzos por losa

(1) Momento de fisuración según EHE Art. 50.2.2.2

FICHA DE CARACTERISTICAS TECNICAS DEL FORJADO
DE LOSAS ALVEOLARES PRETENSADAS SEGUN EFHE

FABRICANTE: SUBEROLITA, S.A.
Ctra. L' Estartit, s/nº
17464 SANT JORDI DESVALLS (GIRONA)

MARCA: Losa Alveolar Pretensada Tipo 150 x 1100 v.1

TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA Asensio Martínez Ruiz
Ingeniero Industrial

HOJA 3 de 7 Ficha nº07040/27.12.07

Generalitat de Catalunya
Direcció General de Qualitat de l'Edificació
Rehabilitació de l'Habitatge

067111 20.02.2008

CADUCA ALS 5 ANYS
AUTORITZACIÓ ADMINISTRATIVA
VISAT

FORJADO 1.- (150+50)*1100 con P. 150 x 1100 v.1

TIPO DE LOSA	FLEXION POSITIVA											
	Módulo resistente Winf (cm³/m)	Mu (mkN/m)	β	Rigidez (m²·MN/m)		M límite servicio (**) (m·kN/m)			Vu (kN/m)			
									Md>=M0	Md < M0		
										Long. entrega le (mm)		
										50	150	ζ
				total E·I	fisurada E·Ifis	Mo D	Mo' TL	M0,2 FC		V au	V au	
151	5.205	51,29	2,09	17,06	1,39	25,78	29,25	38,99	87,12	104,06	117,23	1,30
152	5.230	61,00	2,09	17,11	1,66	32,04	36,37	48,11	90,67	107,93	123,47	1,30
153	5.255	70,40	2,10	17,16	1,92	38,21	43,38	56,79	94,72	111,60	129,30	1,31
154	5.299	80,83	2,10	17,25	2,26	46,59	52,39	66,77	100,65	115,38	134,97	1,31
155	5.343	90,37	2,10	17,34	2,59	54,85	61,29	76,66	106,30	118,93	140,25	1,31
156	5.387	99,92	2,11	17,44	2,91	62,96	70,05	86,09	111,68	122,25	145,15	1,31
157	5.412	107,78	2,11	17,48	3,13	68,75	76,68	93,00	115,62	125,19	149,65	1,31
158	5.437	113,92	2,11	17,53	3,34	74,44	83,21	99,61	119,56	127,99	153,91	1,31
159	5.461	121,14	2,12	17,57	3,54	80,04	89,65	105,88	123,46	130,66	157,96	1,32
1510	5.486	126,64	2,12	17,61	3,74	85,54	95,98	111,46	127,30	133,22	161,80	1,32

TIPO DE LOSA	RASANTE (kN/m) Md<=Mo	Md>=Mo
151	127,38	69,71
152	127,36	68,19
153	127,34	66,63
154	127,50	67,32
155	127,67	70,00
156	127,83	71,84
157	127,81	69,52
158	127,78	67,53
159	127,76	65,87
1510	127,73	64,19

FICHA DE CARACTERISTICAS TECNICAS DEL FORJADO
DE LOSAS ALVEOLARES PRETENSADAS SEGUN EFHE

FABRICANTE: SUBEROLITA, S.A.
Ctra. L' Estartit, s/nº
17464 SANT JORDI DESVALLS (GIRONA)

MARCA: Losa Alveolar Pretensada Tipo 150 x 1100 v.1

TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA Asensio Martínez Ruiz
Ingeniero Industrial

HOJA 4 de 7 Ficha nº07040/27.12.07

Generalitat de Catalunya
Direcció General de Qualitat de l'Edificació
Rehabilitació de l'Habitatge

067111 20.02.2008

CADUCA ALS 5 ANYS
AUTORITZACIÓ ADMINISTRATIVA
VISAT

FORJADO 1.- (150+50)*1100 con P. 150 x 1100 v.1

FLEXION NEGATIVA

Armado superior por nervio	Asu (mm²)	Mu (mkN/m) B500S	Rigidez (m²·MN/m) total E·I	Rigidez (m²·MN/m) fisurada E·Ifis	Mfis (mkN/m)	M límite servicio según clase de exposición (m·kN/m) I	II	III-IV	IIIc	Rasante (kN/m)
6 ø 6	170	9,95	16,97	0,59	23,63	25,99	25,05	24,34	23,86	95,92
6 ø 8	302	17,65	17,11	1,05	23,96	26,36	25,40	24,68	24,20	95,74
6 ø 10	471	27,69	17,30	1,66	24,38	26,82	25,84	25,11	24,63	96,32
6 ø 12	679	40,22	17,53	2,42	24,90	27,39	26,39	25,64	25,15	97,06
6 ø 16	1.206	73,84	18,07	4,60	26,19	28,81	27,76	26,97	26,45	100,32
6 ø 20	1.885	112,78	18,73	6,86	27,81	30,60	29,48	28,65	28,09	98,03
7 ø 6	198	11,48	17,00	0,68	23,70	26,07	25,12	24,41	23,94	95,00
7 ø 8	352	20,45	17,17	1,21	24,09	26,49	25,53	24,81	24,33	95,18
7 ø 10	550	32,47	17,39	1,95	24,58	27,04	26,05	25,32	24,82	96,73
7 ø 12	792	47,10	17,65	2,85	25,18	27,69	26,69	25,93	25,43	97,45
7 ø 16	1.407	87,17	18,27	5,49	26,67	29,34	28,27	27,47	26,94	101,51
7 ø 20	2.199	124,08	19,02	7,12	28,55	31,41	30,27	29,41	28,84	92,46
8 ø 6	226	13,01	17,03	0,76	23,77	26,15	25,20	24,48	24,01	94,35
8 ø 8	402	23,58	17,23	1,41	24,21	26,63	25,66	24,94	24,45	96,12
8 ø 10	628	36,98	17,47	2,21	24,77	27,25	26,26	25,51	25,02	96,47
8 ø 12	905	54,42	17,76	3,33	25,45	28,00	26,98	26,22	25,71	98,52
8 ø 16	1.608	100,47	18,47	6,38	27,16	29,87	28,78	27,97	27,43	102,37
8 ø 20	2.513	137,35	19,30	7,63	29,28	32,21	31,04	30,16	29,58	89,55
9 ø 6	254	14,86	17,06	0,88	23,84	26,22	25,27	24,55	24,08	95,86
9 ø 8	452	26,42	17,28	1,57	24,33	26,77	25,79	25,06	24,58	95,77
9 ø 10	707	41,85	17,56	2,52	24,97	27,46	26,46	25,72	25,22	96,99
9 ø 12	1.018	61,49	17,88	3,78	25,73	28,30	27,27	26,50	25,99	98,97
9 ø 16	1.810	111,73	18,66	7,01	27,64	30,40	29,29	28,47	27,91	101,15
9 ø 20	2.827	152,62	19,57	8,38	30,01	33,01	31,81	30,91	30,31	88,46
10 ø 6	283	16,41	17,09	0,97	23,91	26,30	25,35	24,63	24,15	94,98
10 ø 8	503	29,59	17,34	1,77	24,46	26,91	25,93	25,20	24,71	96,40
10 ø 10	785	46,77	17,64	2,83	25,16	27,68	26,67	25,91	25,41	97,63
10 ø 12	1.131	69,00	18,00	4,28	26,01	28,61	27,57	26,79	26,27	99,97
10 ø 16	2.011	117,09	18,85	6,93	28,11	30,92	29,80	28,95	28,39	95,41
10 ø 20	3.142	161,88	19,83	8,48	30,72	33,80	32,57	31,65	31,03	84,42
11 ø 6	311	17,96	17,12	1,05	23,98	26,38	25,42	24,70	24,22	94,60
11 ø 8	553	32,47	17,39	1,94	24,59	27,04	26,06	25,32	24,83	96,21
11 ø 10	864	51,74	17,72	3,15	25,35	27,89	26,87	26,11	25,61	98,13
11 ø 12	1.244	76,27	18,11	4,76	26,28	28,91	27,86	27,07	26,54	100,46
11 ø 16	2.212	124,61	19,03	7,14	28,58	31,44	30,30	29,44	28,87	92,30
11 ø 20	3.456	170,36	20,09	8,54	31,43	34,57	33,32	32,37	31,75	80,77
12 ø 6	339	19,82	17,16	1,18	24,05	26,46	25,50	24,77	24,29	95,81
12 ø 8	603	35,68	17,44	2,15	24,71	27,18	26,19	25,45	24,96	96,96
12 ø 10	942	56,76	17,80	3,48	25,54	28,10	27,08	26,31	25,80	98,73
12 ø 12	1.357	83,63	18,22	5,24	26,55	29,21	28,15	27,35	26,82	100,98
12 ø 16	2.413	132,93	19,21	7,45	29,05	31,96	30,80	29,92	29,34	90,26
12 ø 20	3.770	170,53	20,33	7,84	32,13	35,34	34,06	33,10	32,45	74,12

FICHA DE CARACTERISTICAS TECNICAS DEL FORJADO
DE LOSAS ALVEOLARES PRETENSADAS SEGUN EFHE

FABRICANTE: SUBEROLITA, S.A.
Ctra. L' Estartit, s/nº
17464 SANT JORDI DESVALLS (GIRONA)

MARCA: Losa Alveolar Pretensada Tipo 150 x 1100 v.1

TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA Asensio Martínez Ruiz
Ingeniero Industrial

HOJA 5 de 7 Ficha nº07040/27.12.07

Generalitat de Catalunya
Direcció General de Qualitat de l'Edificació
Rehabilitació de l'Habitatge

067111 20.02.2008

CADUCA ALS 5 ANYS
AUTORITZACIÓ ADMINISTRATIVA
VISAT

FORJADO 2.- (150+100)*1100 con P. 150 x 1100 v.1

TIPO DE LOSA	FLEXION POSITIVA											
	Módulo resistente Winf (cm³/m)	Mu (mkN/m)	β	Rigidez (m²·MN/m)		M límite servicio (**) (m·kN/m)			Vu (kN/m)			
									Md>=M0	Md < M0		
										Long. entrega le (mm)		ζ
				total E·I	fisurada E·Ifis	Mo D	Mo' TL	M0,2 FC		50 V au	150 V au	
151	7.682	68,60	3,85	31,42	2,51	38,05	40,84	54,43	108,14	136,60	152,85	1,65
152	7.724	84,26	3,86	31,53	3,03	47,32	50,79	67,19	113,52	142,33	161,45	1,66
153	7.767	100,67	3,87	31,64	3,53	56,47	60,62	79,35	119,33	147,75	169,45	1,66
154	7.830	116,01	3,87	31,81	4,15	68,83	73,17	93,25	126,90	153,21	177,18	1,66
155	7.892	129,79	3,88	31,99	4,74	81,01	85,55	107,01	134,13	158,32	184,35	1,67
156	7.955	143,09	3,88	32,16	5,31	92,98	97,72	120,10	141,05	163,09	191,01	1,67
157	7.997	153,81	3,89	32,26	5,74	101,59	107,03	129,82	146,57	167,38	197,16	1,67
158	8.039	163,94	3,90	32,37	6,16	110,07	116,21	139,11	152,03	171,46	202,97	1,68
159	8.081	173,35	3,91	32,47	6,57	118,43	125,26	147,93	157,42	175,34	208,48	1,68
1510	8.122	182,04	3,92	32,58	6,97	126,65	134,17	155,81	162,70	179,04	213,70	1,68

TIPO DE LOSA	RASANTE (kN/m) Md<=Mo	Md>=Mo
151	117,93	96,34
152	117,92	94,69
153	117,90	92,80
154	118,03	92,69
155	118,15	92,32
156	118,27	91,69
157	118,26	89,85
158	118,24	88,10
159	118,23	86,44
1510	118,22	84,87

FICHA DE CARACTERISTICAS TECNICAS DEL FORJADO
DE LOSAS ALVEOLARES PRETENSADAS SEGUN EFHE

FABRICANTE: SUBEROLITA, S.A.
Ctra. L' Estartit, s/nº
17464 SANT JORDI DESVALLS (GIRONA)

MARCA: Losa Alveolar Pretensada Tipo 150 x 1100 v.1

TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA Asensio Martínez Ruiz
Ingeniero Industrial

HOJA 6 de 7 Ficha nº07040/27.12.07

Generalitat de Catalunya
Direcció General de Qualitat de l'Edificació
Rehabilitació de l'Habitatge

067111 20.02.2008

CADUCA ALS 5 ANYS
AUTORITZACIÓ ADMINISTRATIVA
VISAT

FORJADO 2.- (150+100)*1100 con P. 150 x 1100 v.1

FLEXION NEGATIVA

Armado superior por nervio	Asu (mm²)	Mu (mkN/m) B500S	Rigidez (m²·MN/m) total E·I	Rigidez (m²·MN/m) fisurada E·Ifis	Mfis (mkN/m)	M límite servicio según clase de exposición (m·kN/m) I	II	III-IV	IIIc	Rasante (kN/m)
6 ø 6	170	13,46	31,24	1,08	34,68	38,15	36,76	35,72	35,03	129,78
6 ø 8	302	23,82	31,52	1,91	35,15	38,67	37,26	36,21	35,50	129,23
6 ø 10	471	37,27	31,87	3,00	35,75	39,32	37,89	36,82	36,11	129,65
6 ø 12	679	53,95	32,29	4,36	36,48	40,13	38,67	37,57	36,84	130,19
6 ø 16	1.206	98,21	33,34	8,13	38,32	42,15	40,62	39,47	38,70	133,44
6 ø 20	1.885	150,78	34,61	12,26	40,66	44,72	43,10	41,88	41,06	131,06
7 ø 6	198	15,52	31,30	1,24	34,78	38,26	36,87	35,83	35,13	128,47
7 ø 8	352	27,58	31,62	2,20	35,33	38,86	37,45	36,39	35,68	128,38
7 ø 10	550	43,65	32,03	3,52	36,03	39,63	38,19	37,11	36,39	130,03
7 ø 12	792	63,07	32,52	5,11	36,88	40,56	39,09	37,98	37,25	130,48
7 ø 16	1.407	115,59	33,72	9,66	39,01	42,92	41,36	40,19	39,40	134,61
7 ø 20	2.199	168,44	35,18	13,12	41,73	45,90	44,23	42,98	42,14	125,51
8 ø 6	226	17,59	31,36	1,39	34,88	38,37	36,97	35,93	35,23	127,53
8 ø 8	402	31,78	31,72	2,55	35,50	39,06	37,63	36,57	35,86	129,52
8 ø 10	628	49,64	32,19	3,99	36,30	39,93	38,48	37,39	36,66	129,53
8 ø 12	905	72,72	32,75	5,94	37,27	41,00	39,51	38,39	37,64	131,67
8 ø 16	1.608	132,94	34,10	11,18	39,71	43,68	42,09	40,90	40,10	135,46
8 ø 20	2.513	188,02	35,73	14,31	42,79	47,07	45,35	44,07	43,21	122,59
9 ø 6	254	20,08	31,41	1,61	34,98	38,48	37,08	36,03	35,33	129,51
9 ø 8	452	35,57	31,83	2,85	35,68	39,25	37,82	36,75	36,04	128,96
9 ø 10	707	56,12	32,35	4,53	36,58	40,24	38,77	37,68	36,94	130,05
9 ø 12	1.018	82,03	32,97	6,72	37,67	41,43	39,93	38,80	38,04	132,04
9 ø 16	1.810	148,31	34,47	12,36	40,40	44,44	42,82	41,61	40,80	134,25
9 ø 20	2.827	209,63	36,26	15,81	43,84	48,22	46,47	45,16	44,28	121,50
10 ø 6	283	22,15	31,48	1,76	35,08	38,59	37,19	36,14	35,43	128,27
10 ø 8	503	39,81	31,93	3,20	35,86	39,45	38,01	36,94	36,22	129,69
10 ø 10	785	62,63	32,51	5,08	36,85	40,54	39,06	37,96	37,22	130,74
10 ø 12	1.131	91,89	33,19	7,59	38,06	41,86	40,34	39,20	38,44	133,12
10 ø 16	2.011	157,66	34,84	12,57	41,09	45,19	43,55	42,32	41,50	128,46
10 ø 20	3.142	225,10	36,79	16,40	44,89	49,38	47,58	46,24	45,34	117,39
11 ø 6	311	24,24	31,53	1,92	35,18	38,70	37,29	36,24	35,53	127,69
11 ø 8	553	43,65	32,04	3,50	36,04	39,64	38,20	37,12	36,40	129,32
11 ø 10	864	69,20	32,66	5,64	37,13	40,84	39,36	38,24	37,50	131,24
11 ø 12	1.244	101,39	33,41	8,40	38,45	42,30	40,76	39,60	38,84	133,55
11 ø 16	2.212	169,23	35,20	13,17	41,77	45,95	44,28	43,02	42,19	125,36
11 ø 20	3.456	245,95	37,30	17,80	45,93	50,52	48,69	47,31	46,39	116,61
12 ø 6	339	26,74	31,59	2,15	35,28	38,81	37,40	36,34	35,63	129,26
12 ø 8	603	47,93	32,14	3,87	36,21	39,83	38,39	37,30	36,58	130,23
12 ø 10	942	75,82	32,82	6,21	37,40	41,14	39,64	38,52	37,77	131,88
12 ø 12	1.357	110,99	33,63	9,23	38,84	42,73	41,17	40,01	39,23	134,01
12 ø 16	2.413	181,59	35,55	13,90	42,45	46,69	45,00	43,72	42,87	123,31
12 ø 20	3.770	246,55	37,80	16,40	46,96	51,66	49,78	48,37	47,43	107,15

FICHA DE CARACTERISTICAS TECNICAS DEL FORJADO DE LOSAS ALVEOLARES PRETENSADAS SEGUN EFHE	Generalitat de Catalunya Direcció General de Qualitat de l'Edificació Rehabilitació de l'Habitatge
FABRICANTE: SUBEROLITA, S.A. Ctra. L' Estartit, s/nº 17464 SANT JORDI DESVALLS (GIRONA)	
MARCA: Losa Alveolar Pretensada Tipo 150 x 1100 v.1	**067111 20.02.2008**
TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA Asensio Martínez Ruiz Ingeniero Industrial	CADUCA ALS 5 ANYS AUTORITZACIÓ ADMINISTRATIVA VISAT
HOJA 7 de 7 Ficha nº07040/27.12.07	

NOTAS:

Para edad del hormigón diferente a 28 DÍAS, se usarán los siguientes coeficientes para los valores que se indican:

Edad	7 días	14 días	21 días	28 días	3 meses	6 meses	1 año
Rigidez	0,83	0,89	0,91	1,00	1,06	1,13	1,16
Momento fisuración	0,78	0,86	0,96	1,00	1,10	1,17	1,22

A efectos de EXPOSICIÓN ambiental, tanto en armado como en pretensado, atenerse a la tabla del Art. 49.2.4 de la EHE.

(*) El coeficiente de seguridad mínimo (γ fmin) en EJECUCIÓN será de 1,25

(**) MoD = Momento de descompresión de la fibra inferior de la sección.
Mo'TL = Momento que produce descompresión en la zona de la armadura activa más baja.
M0,2FC = Momento para el que se produce fisura de ancho 0,2 mm.

β = (I)forjado / (I)losa

ζ = (S/I)losa / (S/I)forjado

Vu = Cortante de agotamiento del forjado según EFHE 14.2.2 considerando dos longitudes de entrega le
VuPA1 = Cortante último de la losa para Md < Mo considerando la longitud de entrega le = 50 mm
VuPA2 = Cortante último de la losa para Md < Mo considerando la longitud de entrega le =150 mm
VuPB = Cortante último de la losa para Md >= Mo.

El rasante se ha establecido considerando superficies de contacto de rugosidad alta
En voladizos sin armadura de cosido el rasante se multiplicará por el factor 0,7

F ANÀLISI DE VIABILITAT ECONÒMICA

El present anàlisi pretén valorar econòmicament i de forma comparativa el material que composa l'estructura, transport i muntatge dels models 1, 2 i 3 estudiats.

Es farà una valoració parcial d'estructura de pilars i jàsseres per a veure quin és el percentatge d'estalvi econòmic a mesura que s'incrementen les rigideses dels nusos, és a dir dels models 2 i 3 respecte del model 1 isostàtic.

Es valorarà l'import total dels elements de l'estructura del model 1, 2 i 3 en el primer cas excloent transport i muntatge i en el segon cas, amb transport i muntatge inclòs. D'aquesta manera s'observarà els els percentatges d'estalvi dels models 2 i 3 variaran respecte del model 1, en funció de la quantitat de partides considerades.

En tots els cassos es treballarà amb preus actuals de mercat, venda al públic, amb l'IVA exclòs.

F.1 VALORACIÓ MATERIAL ESTRUCTURA MODEL 1

VALORACIÓ A PVP, IVA EXCLÒS

PILARS

UTS PILAR	TIPUS	DESCRIPCIÓ	m^3 FORMIGÓ HA-45	kg FERRO B 500 S
6	LATERAL	Secció 60x45 cm L=13 m HA-45 1 mènsula bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	**3,460**	**661**
4	CANTONADA	Secció 40x40 cm L=13 m HA-45 1 mènsula bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	**2,050**	**414**
2	FRONTAL	Secció 50x40 cm L=13 m HA-45 2 mènsules bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	**2,560**	**694**
3	CENTRAL	Secció 65x50 cm L=13 m HA-45 2 mènsules bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	**4,160**	**1090**
			46,56	10280

46,56 m^3 de formigó	196,00 €/m^3 formigó	9126 €
10280 kg de ferro elaborat B500S	1,80 €/kg ferro	18504 €
69 uts de mènsula de bxlxh=40x20x25 cm	27,00 €/kg ferro	1863 €

JÀSSERES

UTS JÀSSERA	TIPUS	DESCRIPCIÓ	m^3 FORMIGÓ HA-45	kg FERRO B 500 S
40	FORJAT+COBERTA	Secció 40x40 cm L=5,30 m Situada en nivells 400, 700, 1000 i 1300 cm	**0,816**	**121**
			32,64	4840

32,64 m^3 de formigó	196,00 €/m^3 formigó	6397 €
4840 kg de ferro elaborat B500S	1,80 €/kg ferro	8712 €
		44602 €

88 uts de plaques alveolars pretensades, de 110 cm d'amplària i 520 cm de longitud de formigó HP-45 i tipus 15-2+5, situades en els nivells 400, 700, 1000 i 1300 cm.

503,36 m^2 placa alveolar 15-2	33,60 €/m^2 placa	16913 €

88 uts de plaques alveolars pretensades, de 110 cm d'amplària i 700 cm de longitud, de formigó HP-45 i tipus 15-8+5, situades en els nivells 400, 700, 1000 i 1300 cm.

677,60 m^2 placa alveolar 15-8	38,50 €/m^2 placa	26088 €

Import total material estructura model 1 **87603 €**

F.2 VALORACIÓ MATERIAL ESTRUCTURA MODEL 2

VALORACIÓ A PVP, IVA EXCLÒS

PILARS

UTS PILAR	TIPUS	DESCRIPCIÓ	m^3 FORMIGÓ HA-45	kg FERRO B 500 S
6	LATERAL	Secció 60x45 cm L=13 m HA-45 1 mènsula bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	3,46	569
4	CANTONADA	Secció 40x40 cm L=13 m HA-45 1 mènsula bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	2,050	357
2	FRONTAL	Secció 50x40 cm L=13 m HA-45 2 mènsules bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	2,560	690
3	CENTRAL	Secció 65x50 cm L=13 m HA-45 2 mènsules bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	4,16	979
			46,56	9159

46,56 m^3 de formigó 196,00 €/m^3 formigó 9126 €
9159 kg de ferro elaborat B500S 1,80 €/kg ferro 16486 €

69 uts de mènsula de bxlxh=40x20x25 cm 27,00 €/kg ferro 1863 €

JÀSSERES

UTS JÀSSERA	TIPUS	DESCRIPCIÓ	m^3 FORMIGÓ HA-45	kg FERRO B 500 S
40	FORJAT+COBERTA	Secció 40x40 cm L=5,30 m Situada en nivells 400, 700, 1000 i 1300 cm	**0,816**	**122**
			32,64	4880

32,64 m^3 de formigó 196,00 €/m^3 formigó 6397 €
4880 kg de ferro elaborat B500S 1,80 €/kg ferro 8784 €

42656€ (-4%)

88 uts de plaques alveolars pretensades, de 110 cm d'amplària i 520 cm de longitud de formigó HP-45 i tipus 15-2+5, situades en els nivells 400, 700, 1000 i 1300 cm.
503,36 m^2 placa alveolar 15-2 33,60 €/m^2 placa 16913 €

88 uts de plaques alveolars pretensades, de 110 cm d'amplària i 700 cm de longitud, de formigó HP-45 i tipus 15-8+5, situades en els nivells 400, 700, 1000 i 1300 cm.
677,60 m^2 placa alveolar 15-8 38,50 €/m^2 placa 26088 €

Import total material estructura model 2 **85657€ (-2%)**

F.3 VALORACIÓ MATERIAL ESTRUCTURA MODEL 3

VALORACIÓ A PVP, IVA EXCLÒS

PILARS

UTS PILAR	TIPUS	DESCRIPCIÓ	m^3 FORMIGÓ HA-45	kg FERRO B 500 S
6	LATERAL	Secció 55x30 cm L=13 m HA-45 1 mènsula bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	2,145	173
4	CANTONADA	Secció 55x30 cm L=13 m HA-45 1 mènsula bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	2,145	173
2	FRONTAL	Secció 55x30 cm L=13 m HA-45 2 mènsules bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	2,145	145
3	CENTRAL	Secció 55x30 cm L=13 m HA-45 2 mènsules bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei	2,145	173
			32,18	2539

32,18 m^3 de formigó	196,00 €/m^3 formigó	6307 €
2539 kg de ferro elaborat B500S	1,80 €/kg ferro	4570 €
69 uts de mènsula de bxlxh=40x20x25 cm	27,00 €/kg ferro	1863 €

JÀSSERES

UTS JÀSSERA	TIPUS	DESCRIPCIÓ	m^3 FORMIGÓ HA-45	kg FERRO B 500 S
40	FORJAT+COBERTA	Secció prefabricada 40x40 cm L=5,30 m Situada en nivells 400, 700, 1000 i 1300 cm	**0,816**	**93,30**
			32,64	3732

32,64 m^3 de formigó	196,00 €/m^3 formigó	6397 €
3732 kg de ferro elaborat B500S	1,80 €/kg ferro	6718 €
		25855€ (-42%)

88 uts de plaques alveolars pretensades, de 110 cm d'amplària i 520 cm de longitud de formigó HP-45 i tipus 15-2+5, situades en els nivells 400, 700, 1000 i 1300 cm.

503,36 m^2 placa alveolar 15-2	33,60 €/m^2 placa	16913 €

88 uts de plaques alveolars pretensades, de 110 cm d'amplària i 700 cm de longitud, de formigó HP-45 i tipus 15-8+5, situades en els nivells 400, 700, 1000 i 1300 cm.

677,60 m^2 placa alveolar 15-8	38,50 €/m^2 placa	26088 €

Import total material estructura model 3 **68856€ (-21%)**

F.4 VALORACIÓ TRANSPORT I MUNTATGE

VALORACIÓ A PVP, IVA EXCLÒS

TRANSPORT

Transport 6 uts pilar tipus lateral secció 60x45 cm L=13 m encastament inclòs, amb 1 mènsula bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei de Sta Coloma a Girona

Transport 4 uts pilar tipus cantonada secció 40x40 cm L=13 m encastament inclòs, amb 1 mènsula bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei de Sta Coloma a Girona

Transport 2 uts pilar tipus frontal secció 50x40 cm L=13 m encastament inclòs, amb 1 mènsula bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei de Sta Coloma a Girona

Transport 3 uts pilar tipus central secció 65x55 cm L=13 m encastament inclòs, amb 1 mènsula bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei de Sta Coloma a Girona

Transport 40 uts de jàssera de 40x40 cm de L=530 cm

Transport de 88 uts de plaques alveolars pretensades, de 110 cm d'amplària i 520 cm de longitud de formigó HP-45 i tipus 15-2+5, situades en els nivells 400, 700, 1000 i 1300 cm.

Transport de 88 uts de plaques alveolars pretensades, de 110 cm d'amplària i 700 cm de longitud, de formigó HP-45 i tipus 15-8+5, situades en els nivells 400, 700, 1000 i 1300 cm.

27 viatges a 24 km	193,00 €/viatge	
Import total transport		**5211 €**

MUNTATGE

Muntatge 6 uts pilar tipus lateral secció 60x45 cm L=13 m encastament inclòs, amb 1 mènsula bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei de Sta Coloma a Girona

Muntatge 4 uts pilar tipus cantonada secció 40x40 cm L=13 m encastament inclòs, amb 1 mènsula bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei de Sta Coloma a Girona

Muntatge 2 uts pilar tipus frontal secció 50x40 cm L=13 m encastament inclòs, amb 1 mènsula bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei de Sta Coloma a Girona

Muntatge 3 uts pilar tipus central secció 65x55 cm L=13 m encastament inclòs, amb 1 mènsula bxlxh=40x20x25 cm en nivells 400, 700 i 1000 cm d'x kN de servei de Sta Coloma a Girona

Muntatge 40 uts de jàssera de 40x40 cm de L=530 cm

Muntatge de 88 uts de plaques alveolars pretensades, de 110 cm d'amplària i 520 cm de longitud de formigó HP-45 i tipus 15-2+5, situades en els nivells 400, 700, 1000 i 1300 cm.

Muntatge de 88 uts de plaques alveolars pretensades, de 110 cm d'amplària i 700 cm de longitud, de formigó HP-45 i tipus 15-8+5, situades en els nivells 400, 700, 1000 i 1300 cm.

11 dies de muntatge	2961,00 €/dia	
Import total muntatge		**32571 €**

IMPORT TOTAL MATERIAL+TRANSPORT+MUNTATGE ESTRUCTURA MODEL 1	**125385 €**	
IMPORT TOTAL MATERIAL+TRANSPORT+MUNTATGE ESTRUCTURA MODEL 2	**123439 €**	**(-2%)**
IMPORT TOTAL MATERIAL+TRANSPORT+MUNTATGE ESTRUCTURA MODEL 3	**106638 €**	**(-15%)**

Com a valors destacables, el 42% d'estalvi econòmic del model 3 de nusos d'elevada rigidesa, respecte del model 1 isostàtic; en el cas de comparar exclussivament, la suma dels elements pilars i jàsseres, transport i muntatge exclòs.

S'observa que a mesura que anem afegint partides a la suma parcial de pilars i jàsseres, com són plaques alveolars, transport i muntatge el percentantge d'estalvi econòmic minva de forma significativa

G ANÀLISI DE COSTOS PER A LA REDACCIÓ DE L'ESTUDI

	hores
ESTUDIS PREVIS	50
PRESA/ANÀLISI DE DADES	50
MODELITZACIÓ ESTRUCTURAL	200
ANÀLISI DE RESULTATS	50
REDACCIÓ	100
REALITZACIÓ DE PLÀNOLS	60
PROTOTIPS, PROVES	30
	540

75% de 540 h realitzades per enginyer:	405 h · 30 €/h = 12150 €
25% de 540 h realitzades per tècnic de suport:	128 h · 15 €/h = 2025 €

HOMOLOGACIONS	N.A.

BASE IMPOSABLE	14175 €
BI (20%)	2835 €
	17010 €
I.V.A. (16%)	2722 €
	19732 €

SIGNAT:
CRISTINA LLORET I SERRA

SETEMBRE 2008