Resum

El present Projecte Final de Carrera es basa en el càlcul d'un dels pòrtics d'una estructura metàl·lica destinada a poliesportiu, situada aquesta a la població de Castellserà (Lleida). El tret principal que caracteritza aquest pòrtic són els perfils d'inèrcia variable dels quals està constituït.

El càlcul d'aquest tipus d'element estructural queda fora de l'àmbit d'aplicació del Codi Tècnic de l'Edificació, és per aquest motiu que s'ha seguit l'Eurocodi com a normativa bàsica. Per a la determinació de les accions sobre l'edificació, tal i com marca la norma, s'han seguit els procediments indicats per el DB SE-AE **[1]**.

Amb el desenvolupament d'aquest projecte és pretén demostrar els avantatges que proporciona un mètode avançat de càlcul, com pot ser el nou Mètode General plantejat per l'Eurocodi per aquest tipus d'element. Dins la documentació del projecte també s'inclouen resultats obtinguts mitjançant un mètode convencional de càlcul, utilitzats aquests, per a realització d'una comparativa entre tots dos mètodes.

Sumari

VOLUM I

RESUM 1

SUMARI 3

1. GLOSSARI 7

2. PREFACI 11

2.1. Origen del projecte 11

2.2. Motivació 11

3. INTRODUCCIÓ 13

3.1. Objectius del projecte 13

3.2. Abast del projecte 13

4. DISSENY D'ESTRUCTURES PORTICADES USANT PERFILS SOLDATS 15

4.1. Aplicació habitual de les estructures porticades 15

4.2. Elecció d'estructures porticades 15

4.3. Avantatges de les seccions armades 16

4.3.1. Seccions armades en front perfils laminats 16

4.3.2. Seccions armades en front gelosies 16

4.3.3. Elecció entre elements uniformes i elements d'inèrcia variable 17

4.4. Dimensionament de la secció 17

4.4.1. Dimensions/proporcions de les seccions 18

4.4.2. Classificació de les seccions 18

4.4.3. Consells pràctics per al dimensionament 18

4.5. Tipus específics de vinclament associats a les seccions armades 19

4.6. Materials, fabricació, transport i aixecament 19

4.6.1. Classes d'acer 19

4.6.2. Fabricació de les seccions 20

4.6.3. Manipulat: Taller, transport i aixecament 20

4.7. Unions 21

4.7.1. Unions biga – pilar i crestallera 21

4.7.2. Empalmaments 21

4.7.3. Bases pilars 21

4.8. Mètode General de Càlcul 22
4.8.1. Abast 22
4.8.2. Etapes del mètode 23

5. DADES BÀSIQUES MODEL DE CÀLCUL 31

5.1. Dades bàsiques 31
5.2. Càrregues 31
5.2.1. Càrregues permanents 32
5.2.2. Sobrecàrrega d'ús 32
5.2.3. Càrrega de neu 32
5.2.4. Càrrega de vent 33
5.3. Combinació de càrregues 39
5.4. Efectes de les imperfeccions 43
5.4.1. Factor d'amplificació per vinclament αcr 44
5.4.2. Imperfecció global 44
5.4.3. Imperfecció local 45

6. ANÀLISI PÒRTIC SEGONS MÈTODE GENERAL 47

6.1. 1ª Etapa Mètode General de Càlcul 47
6.1.1. Anàlisi en el pla de l'element estructural 47
6.1.2. Comprovació resistència en el pla de l'element estructural 49
6.1.3. Determinació amplificador de càrrega $\alpha ult, k$ 83
6.2. 2ª Etapa Mètode General de Càlcul 83
6.2.1. Anàlisi de vinclament fora del pla de l'element estructural 84
6.2.2. Determinació amplificador de càrrega $\alpha cr, op$ 85
6.3. 3ª Etapa Mètode General de Càlcul 87
6.3.1. Càlcul esveltesa global adimensional λop 88
6.3.2. Càlcul factor de reducció per al vinclament fora del pla χop 88
6.3.3. Verificació de la resistència general de l'element estructural 90

7. ANÀLISI PÒRTIC SEGONS MÈTODE CONVENCIONAL 91

7.1. Model de càlcul 91
7.2. Anàlisi amb PowerFrame 91

CONCLUSIONS 93

AGRAÏMENTS 95

BIBLIOGRAFIA 97

Referències bibliogràfiques 97
Bibliografia complementària 97

PROGRAMARI EMPRAT _____ 99

VOLUM II

ANNEX A: Disseny de sistemes d'arriostrament per estructures porticades

ANNEX B: Càrregues

ANNEX C: Combinacions de càrregues

ANNEX D: Element BEAM 188

ANNEX E: Coordenades pòrtic

ANNEX F: Modes de vinclament 2ª Etapa Mètode General

ANNEX G: Càlcul d'unions

ANNEX H: Estudi d'impacte ambiental

ANNEX I: Pressupost

ANNEX J: Plànol pòrtic

1. Glossari

h	Cantell secció transversal
b	Amplada secció transversal
f_y	Límit elàstic
$\alpha_{ult,k}$	Coeficient mínim d'amplificació de càrrega, a aplicar sobre les accions de càlcul per tal d'assolir la resistència característica de la secció transversal més crítica del component estructural
$\alpha_{cr,op}$	Coeficient mínim d'amplificació de càrrega, a aplicar sobre les accions de càlcul situades en el pla per tal d'assolir la resistència elàstica crítica del component estructural respecte al vinclament fora del pla
$\overline{\lambda_{op}}$	Esveltesa adimensional global d'un component estructural per a vinclament fora del pla
χ_{op}	Coeficient de reducció per a vinclament fora del pla, corresponent a l'esveltesa adimensional $\overline{\lambda_{op}}$
χ_z	Coeficient de reducció degut al vinclament per flexió segons eix z - z
χ_{LT}	Coeficient de reducció per al vinclament lateral - torsional
N_{Ed}	Esforç normal de càlcul
$M_{y,Ed}$	Moment flector de càlcul segons eix y - y
N_{Rk}	Resistència característica a esforç axial de la secció transversal crítica
$M_{y,Rk}$	Resistència característica a flexió segons l'eix y - y de la secció transversal crítica
k_{yy}	Coeficient d'interacció
γ_{M0}	Coeficient parcial per a la resistència de les seccions transversals
γ_{M1}	Coeficient parcial per a la resistència dels elements a la inestabilitat
q_n	Càrrega de neu per unitat de superfície en projecció horitzontal
μ	Coeficient de forma de la coberta
s_k	Valor característic de la càrrega de neu sobre un terreny horitzontal

q_e	Pressió estàtica
q_b	Pressió dinàmica del vent
C_e	Coeficient d'exposició
C_p	Coeficient eòlic o de pressió
v_b	Valor bàsic de la velocitat del vent
C_{pe}	Coeficient de pressió exterior
C_{pi}	Coeficient de pressió interna
w	Càrrega de vent per unitat de longitud
G_k	Valor característic d'una acció permanent
Q_k	Valor característic d'una acció variable
ψ_0	Coeficient del valor de combinació d'una acció variable
ψ_1	Coeficient del valor freqüent d'una acció variable
ψ_2	Coeficient del valor quasi - permanent d'una acció variable
α_{cr}	Factor d'amplificació per vinclament
ϕ	Defecte inicial global de verticalitat
ϕ_0	Valor de base del defecte inicial global de verticalitat
α_h	Coeficient reductor, funció de l'alçada h
α_m	Coeficient reductor, funció del nombre de suports d'una fila
e_0	Amplitud màxima de la imperfecció d'un element
ψ	Relació de tensions
$\overline{\lambda_\rho}$	Esveltesa relativa
K_σ	Coeficient d'abonyegament
ρ	Factor de reducció
b_{eff}	Longitud eficaç
ε	Coeficient, funció de f_y

c	Amplada o longitud d'una part d'una secció transversal
t_f	Gruix de l'ala
t_w	Gruix de l'ànima
A_{eff}	Àrea eficaç de la secció transversal
Z_G	Baricentre de la secció
e_M	Excentricitat del baricentre de la secció transversal, deguda a moment
I_{eff}	Moment d'inèrcia eficaç
W_{eff}	Mòdul resistent de la secció transversal eficaç
W_{el}	Mòdul resistent elàstic de la secció transversal
Φ	Valor per determinar el coeficient de reducció χ
Φ_{LT}	Valor per determinar el coeficient de reducció χ_{LT}
$L_{cr,y}$	Longitud crítica de vinclament segons l'eix y - y
$L_{cr,z}$	Longitud crítica de vinclament segons l'eix z - z
$L_{cr,T}$	Longitud crítica de torsió

2. Prefaci

2.1. Origen del projecte

El present projecte es basa en el càlcul d'un dels pòrtics d'una estructura metàl·lica destinada a poliesportiu, situada aquesta a la població de Castellserà (Lleida). El projecte original, del que s'ha extret la informació requerida per a l'elaboració d'aquest Projecte Final de Carrera, s'ha desenvolupat a l'empresa Coperfil Group S.A.

Deixar constància de la total independència entre el present PFC i el projecte original mencionat.

2.2. Motivació

La realització d'aquest projecte ve motivada pel interès que despertar en l'autor un poliesportiu situat a la població de Vallgorguina (Girona), molt similar aquest a l'estructura escollida com a objecte d'estudi.

La curiositat en la metodologia de càlcul de perfils de secció variable, anàlisi aquest completament diferent al convencional, fou determinant en l'elecció de la temàtica del projecte.

3. Introducció

3.1. Objectius del projecte

El principal objectiu del projecte és la validació de la nova metodologia de càlcul presentada dins l'Eurocodi per a perfils metàl·lics no convencionals. Metodologia aquesta, recomanada per a la resolució de perfils d'inèrcia variable entre d'altres. Es tracta d'un càlcul pioner en la matèria, doncs fins al moment no s'ha publicat cap mena de document relacionat amb aquesta tipologia d'element estructural.

Donada la situació mediambiental actual, un altre objectiu important ha considerar dins el marc del projecte ha estat l'optimització de la capacitat resistent en front el pes de l'estructura. Les bigues d'acer d'inèrcia variable són elements estructurals amb seccions longitudinals òptimes. Tret característic que converteix a aquest tipus de secció en el que podria anomenar-se un element estructural sostenible.

3.2. Abast del projecte

El present projecte inclou el càlcul detallat d'un pòrtic interior del poliesportiu segons nou Mètode General de Càlcul, així com la seva comprovació segons mètode convencional mitjançant software específic. S'ha realitzat també el càlcul d'unions dels diferents elements estructurals del pòrtic.

Tant l'estudi d'impacte ambiental, com el pressupost derivat de la realització i redacció del present document, estan considerats també en el desenvolupament d'aquest Projecte Fi de Carrera (veure Annex H i Annex I, respectivament).

Queda fora de l'abast del projecte el càlcul de la resta d'elements estructurals, tals com arriostraments, cimentació, tancaments e instal·lacions.

4. Disseny d'estructures porticades usant perfils soldats

4.1. Aplicació habitual de les estructures porticades

Les estructures porticades solen formar part de l'estructura principal d'edificis industrials i comercials, magatzems i de vegades complexes esportius que requereixen un gran volum d'espai.

Per aquest tipus d'edificis (lleugers o d'un pes intermedi), l'acer ofereix solucions simples i rentables alhora que permet opcions arquitectòniques atrevides.

Les estructures porticades poden també ser usades per a estabilitzar edificis més substancials concebuts per a la indústria pesada, especialment en indústries metal·lúrgiques i centrals energètiques.

4.2. Elecció d'estructures porticades

Són molts els factors que influencien en el disseny de les estructures porticades. Els projectistes poden triar perfils laminats, armats, gelosies, o estructures que combinin més d'un tipus d'element per tal de satisfer uns criteris determinats.

Els criteris més importants són:

- Llum entre columnes.
- Valor i tipus de càrrega (estàtiques, dinàmiques).
- Aparença arquitectònica.
- Alçada interna lliure fins a la coberta.
- Cost relatiu entre les diferents solucions.

En general, les estructures porticades de perfils armats aporten grans avantatges en els següents casos:

- Per a solucions en l'edificació altament estandarditzades, on la reducció en el pes de l'acer i les economies de producció en sèrie compensen el cost addicional de fabricació.
- Per a grans llums, on l'ús de perfils laminats no és econòmic i l'ús de bigues en gelosia no és una bona opció donada la major complexitat de construcció.
- Per grans sol·licitacions, on l'elecció de perfils laminats tampoc és possible, degut a la magnitud de les forces aplicades, o bé perquè donen lloc a un reduït espai entre columnes.

Existeixen també solucions intermèdies; els casos més comuns són:

- Columnes armades i bigues en gelosia per a grans llums.
- Columnes armades i bigues de perfils laminats per a edificis industrials amb petites llums on hi hagi ponts grua destinats a transportar grans càrregues.

4.3. Avantatges de les seccions armades

4.3.1. Seccions armades en front perfils laminats

Comparat amb els tradicionals perfils laminats per a llums mitges, els elements armats permeten a les seccions reduir-se per tal d'ajustar-se al màxim a les sol·licitacions.

Mantenint les dimensions de la secció, el gruix de l'ànima pot reduir-se en àrees on els esforços tallants siguin baixos, mentre que el gruix de les ales pot ser reduït en àrees amb un baix moment flector. Això redueix significativament el pes del perfil a canvi de soldar planxes de diferent gruix.

L'ús de perfils armats o gelosies es torna imprescindible per a grans llums i/o grans càrregues, casos aquests on els perfils laminats comercials no són adequats.

4.3.2. Seccions armades en front gelosies

Comparat amb les bigues en gelosia, l'ús de perfils armats és més estètic. La seva menor alçada també redueix el volum de l'edifici. A més, la reducció en el nombre d'unions i la seva simplicitat, per llums intermèdies, generalment converteix a les seccions armades en més econòmiques.

Per altra banda, les bigues en gelosia poden fàcilment acomodar canonades i altres tipus de conductes en el seu interior.

4.3.3. Elecció entre elements uniformes i elements d'inèrcia variable

Existeixen dos tipus de perfils armats.

- Alçada i amplada uniformes, amb la possibilitat de variar el gruix de les plaques.
- Elements armats amb alçades gradualment variables, i la possibilitat de canviar l'amplada de les ales.

Altres tipus de seccions poden ser també concebudes, incloent perfils amb ales asimètriques on l'ala comprimida és més ampla per tal de millorar la seva estabilitat en front al vinclament per flexo - torsió (bolcada lateral). No obstant, cal tenir en compte que les seccions amb amplades variables i asimètriques requereixen equipament especial per a la seva fabricació.

4.4. Dimensionament de la secció

El dimensionament de la secció està principalment lligat a la distribució del moment flector produït per un anàlisi lineal elàstic.

Per tal d'optimitzar les seccions, els perfils armats s'usen de forma que el seu moment d'inèrcia segueixi les variacions del diagrama de moments, especialment en aquelles àrees amb una gran sol·licitació de moment flector. Els mètodes més emprats per a la seva optimització són:

- Incrementar l'alçada de l'ànima.
- Incrementar el gruix de les ales.
- Combinar totes dues opcions.

Per seccions sotmeses a càrregues estàtiques, les seccions són inicialment dimensionades tenint en compte que:

- Les ales resisteixen el moment flector.
- L'ànima resisteix els esforços tallants.

4.4.1. Dimensions/proporcions de les seccions

Ignorant consideracions arquitectòniques i estètiques, és intel·ligent dissenyar bigues armades amb major alçada que les seccions laminades, per tal de minimitzar les dimensions de les ales per un moment flector donat.

De manera similar, per a una determinada secció de les ales, aquestes han de ser tan amples com sigui possible per tal d'optimitzar la resistència al vinclament per flexo - torsió.

L'ànima suporta essencialment els esforços tallants. És per aquest motiu que la seva alçada es maximitza per tal de reduir les dimensions de les ales per un moment flector donat.

El problema de l'optimització, en quan al dimensionament dels elements, requereix del millor compromís entre les dimensions externes de la secció (alçada i amplada) i l'esveltesa de les làmines que la constitueixen. És necessari considerar també el fenomen de vinclament global de l'estructura (freqüentment controlat per la distribució general de l'edifici), alhora que el fenomen local d'abonyegament.

4.4.2. Classificació de les seccions

L'experiència ha demostrat que, en el cas d'estructures porticades amb seccions armades, s'aconsegueixen grans resultats mitjançant la teoria elàstica, sense tenir en compte les redistribucions plàstiques i sense fer referència a la resistència plàstica. Els criteris utilitzats per a la definició de la secció són en conseqüència:

- Ales de classe 3, de forma que les ales comprimides puguin assolir el seu límit elàstic.
- Ànimes de classe 4 per tal de reduir el pes de l'estructura. Els esforços tallants són en general baixos i poden ser resistits per dites seccions durant la seva condició de post abonyegament. Les càrregues localitzades necessiten d'especials consideracions; en la mesura del possible, els rigiditzadors d'ànima deuen ser evitats, tot i que puguin ser necessaris en cas de grans càrregues localitzades.

4.4.3. Consells pràctics per al dimensionament

Per tal d'assistir un disseny inicial, es suggereixen les següents proporcions:

L'alçada "h" habitual dels elements armats és de l'ordre de $L\ /\ 30$ per bigues (on L és la llum del pòrtic) i $H\ /\ 10$ per columnes (on H és l'alçada de la columna).

L'amplada de les ales "b" és normalment proporcional a l'alçada, "h".

$$h/5 \leq b \leq h/2 \qquad \text{(Eq. 4.1)}$$

El gruix de l'ànima sol estar entre $h/150$ i $h/100$, el major gruix s'usa principalment a la unió entre biga i pilar on el increment de l'esforç tallant està lligat al alt gradient del moment flector.

Cal deixar constància que es poden utilitzar ànimes més primes encara, però aquesta opció requeriria un estudi en profunditat del fenomen de vinclament, menys toleràncies en la fabricació, i certes precaucions duran el manipulat d'aquestes seccions tan esveltes.

4.5. Tipus específics de vinclament associats a les seccions armades

Mentre que els perfils armats redueixen significativament el pes de les estructures, és important notar que aquestes seccions tenen un rati $I_y\ /\ I_z$considerablement més elevat que el de les seccions dels perfils laminats. Aquest tipus de seccions, són per tant, molt més sensibles al fenomen de vinclament fora del pla. És per aquest motiu, que pot ser necessari prevenir el vinclament fora del pla de l'ala comprimida en la intersecció amb cada corretja. Per a tal acció es solen emprar els anomenats tornapuntes.

4.6. Materials, fabricació, transport i aixecament

4.6.1. Classes d'acer

L'elecció de la classe d'acer depèn d'un ampli rang de criteris, principalment dels límits de càrrega i deformació.

Com a norma general:

- Quan el criteri de deformació està ajustat (per exemple, la limitació dels desplaçaments horitzontals del cap del pilar, per al correcte funcionament dels

ponts grua), és apropiat optar per un alt moment d'inèrcia el qual, es més propici per els S235 i S275 que per el S355.

- En cas de tenir grans càrregues, cap criteri especial de deformació, i tenir controlat el vinclament, es aconsellable escollir acer de classe S355.

Pot ser també apropiat, fer seccions híbrides combinant totes dues classes d'acer per tal d'optimitzar el cost del perfil. Així doncs, una bona solució per a perfils armats pot ser:

- Ales amb S355.
- Ànima amb S235 o S275.

4.6.2. Fabricació de les seccions

La fabricació de perfils armats requereix l'adquisició de plaques d'una amplada estàndard, tallar-les a l'amplada adequada per un majorista especialitzat, o tallar aquestes plaques en tallers a partir de làmines de grans dimensions per tal de reduir al mínim els retalls.

L'opció depèn del medi de producció en els tallers, i de la diferència de preu entre l'adquisició de plaques amb les dimensions finals desitjades, o el tallar aquestes plaques a partir de làmines, requerint d'aquesta forma operacions addicionals.

Els perfils armats tradicionals estan formats per una sola ànima i dues ales, normalment iguals, per tal d'obtenir un perfil doblement simètric. Cada ala està soldada a l'ànima mitjançant dos cordons, dimensionats per resistir l'esforç tallant longitudinal.

En el cas de càrregues estàtiques, és possible enganxar l'ala a l'ànima amb un sol cordó continu de soldadura a la regió intermèdia, lluny d'unions i alts esforços tallants. S'aplicarà un doble cordó de soldadura a la secció, a les connexions properes i quan sigui requerit per tal de resistir l'esforç tallant longitudinal. Un únic cordó de soldadura no és apropiat quan es tracta de càrregues dinàmiques.

4.6.3. Manipulat: Taller, transport i aixecament

Per elements molt prims i de grans llums, és molt important tenir cura de les condicions de transport i de manipulat. És particularment important prevenir a l'element en qüestió de la bolcada lateral sota el seu pes propi durant les operacions d'aixecament.

4.7. Unions

4.7.1. Unions biga – pilar i crestallera

Les unions biga - pilar i les corresponents a la crestallera són detalls importants que s'han de tenir en especial consideració. Aquestes unions estan construïdes generalment a partir de retalls i cargols pretesats.

En el cas de pòrtics de perfils armats, incrementar la resistència i la rigidesa de la unió entre biga i pilar pot ser obtingut de forma senzilla, tot incrementant l'alçada de la secció en el punt d'unió, o be incrementant el gruix de l'ànima en aquesta àrea d'alts esforços tallants. La rigidització pot ser per tant, eliminada o minimitzada. En contrast, els perfils laminats poden requerir a més de la unió, l'adició de rigiditzadors d'ànima.

4.7.2. Empalmaments

Per grans llums i grans construccions, per no haver d'utilitzar transports especials, els quals són sempre costosos i requereixen d'autoritzacions especials, és sovint necessari partir els pilars o les bigues en diverses mides. Aquesta opció permet deixar fetes les unions ja en el mateix taller.

Pot també ser més econòmic, ampliar la columna fent servir un tros de biga per tal de moure el punt de connexió cap una àrea amb menors esforços interns (si es redueix el moment, aquesta connexió ha de seguir sent rígida per tal de no violar els principis de l'anàlisi global elàstic). No obstant, depenent de les dimensions de l'ampliació, el disseny pot ser inacceptable per al transport.

4.7.3. Bases pilars

Les bases dels pilars són també importants per al disseny general. És útil recordar que tant el dimensionat de la totalitat de l'estructura, com el seu comportament respecte les deformacions horitzontals, estan fortament lligats a les condicions d'enllaç de las bases dels pilars amb els fonaments.

Com a norma general:

- Estructures amb pilars encastats aconsegueixen estalvis considerables en el pes de la superestructura, alhora que minimitzen les deformacions horitzontals d'aquesta. Aquesta solució és per tant recomanada per estructures porticades amb pons grua per exemple, on hi han estrictes limitacions en quan a les deformacions.
- Aquesta solució és també convenient per estructures fortament carregades, fortes condicions sísmiques, o vents huracanats. És el més eficaç per reduir les dimensions del pilar.
- No obstant, el major desavantatge d'aquesta solució són les dimensions dels fonaments. Aquests han de ser dimensionats per tal de resistir el moment de bolcada. La unió del pilar amb els fonaments requereix de llargues esperes, a més de reforços considerables per al pilar.
- Les unions articulades entre pilar i fonaments són les més utilitzades per a estructures metàl·liques lleugeres.

4.8. Mètode General de Càlcul

4.8.1. Abast

Inclús en el cas d'estructures porticades simples, el projectista s'ha d'afrontar sovint a la verificació de l'estabilitat fora del pla d'elements als que no s'aplica directament els mètodes indicats a EN 1993-1-1 §6.3.1, §6.3.2 i §6.3.3 **[2]**, doncs queden fora del seu àmbit d'aplicació. Per exemple: elements amb seccions transversals no uniformes, elements amb arriostraments laterals "estranys" que no proporcionen les condicions de forquilla que es donen per suposades a les regles de EN 1993-1-1 **[2]**, elements amb distribucions de càrrega complexes. Aquestes configuracions es compleixen sovint per pilars o bigues en estructures porticades.

Per permetre aquest tipus de verificació, la norma EN 1993-1-1 **[2]** subministra, dins la seva clàusula 6.3.4, un mètode general que pot ser utilitzat per avaluar la resistència de dits elements allí on siguin sensibles al vinclament fora del pla (vinclament segons l'eix dèbil i/o vinclament per flexo - torsió).

La clàusula 6.3.4 estableix que aquest mètode general s'aplica a components estructurals que estan sotmesos a compressió i/o flexió monoaxial en el pla (càrrega en el pla), i no contenen ròtules plàstiques "girades" sota les càrregues de disseny. Avarca, per exemple:

- Elements individuals, armats o no, uniformes o no, amb condicions d'enllaç complexes o no, o
- Estructures planes o subestructures compostes de dits elements.

Donat que el Mètode General pot aplicar-se a elements estructurals complexes o elements estructurals amb condicions d'enllaç i/o càrrega, complexes, pot requerir l'ús d'un software específic per avaluar alguns dels paràmetres necessaris.

D'ara endavant, entendrem com "element estructural" a qualsevol element o segment d'element dins d'una estructura porticada, l'estabilitat fora del pla del qual vagi a ser individualment verificada. Normalment, per permetre dita verificació individual, l'element estructural ha d'estar completament subjecte contra torsió i desplaçament fora del pla (és a dir, condicions d'enllaç de forquilla) en tots dos extrems.

Alguns exemples d'elements estructurals en estructures porticades que poden ser tractats per el Mètode General estan indicats a la figura 4.1.

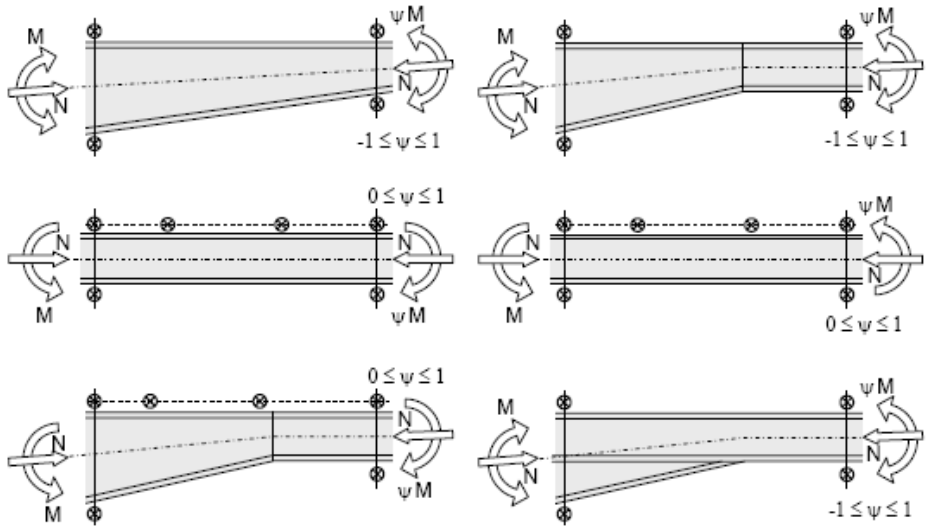

Fig. 4.1 – Elements candidats a ser tractats pel Mètode General

4.8.2. Etapes del mètode

El mètode es composa de les següents etapes principals:

- **Anàlisi en el pla de l'element estructural**. L'objectiu es determinar els efectes produïts en l'element estructural sota la càrrega de disseny. I posteriorment, avaluar la magnitud d'aquests efectes en relació a la resistència característica de

la secció transversal més crítica, tot considerant únicament el seu comportament en el pla. El rati entre la resistència característica i els efectes produïts per la càrrega de disseny s'expressa com l'amplificador $\alpha_{ult,k}$.

- **Anàlisi de vinclament fora del pla de l'element estructural**. L'objectiu és determinar la magnitud de la càrrega, com un múltiple de la càrrega de disseny, a la que falla l'element estructural per vinclament elàstic fora del pla. La magnitud s'expressa com l'amplificador $\alpha_{cr,op}$.
- **Verificació de la resistència general de l'element estructural**. L'objectiu és comprovar l'adequació de l'element estructural, tot considerant la interacció entre el seu comportament dins i fora del pla.

➢ *Anàlisi en el pla de l'element estructural*

1. Realitzar l'anàlisi en el pla de l'element estructural si està aïllat o pot estar aïllat de l'estructura, o realitzar un anàlisi global en el pla de tota l'estructura porticada.

Per aquest anàlisi sols s'ha de tenir en compte la càrrega de disseny en el pla, l'objectiu del qual és avaluar les forces i moments interns o esforços en l'element estructural. Aquest anàlisi en el pla ha de considerar:

- Els efectes globals de segon ordre deguts a la deformació geomètrica en el pla del pòrtic, en cas de ser rellevant (per exemple pòrtics traslacionals) – veure EN 1993-1-1 §5.2 **[2]**.
- Les imperfeccions en el pla (globals i/o locals), quan siguin rellevants – veure EN 1993-1-1 §5.3 **[2]**.

Nota: L'anàlisi global en el pla de l'estructura porticada hauria de ser un anàlisi elàstic, també pot ser un anàlisi elàstic – plàstic, sempre i quan ninguna ròtula plàstica "giri" dins l'element estructural en consideració .

2. Comprovar la resistència en el pla de l'element estructural, considerant la seva resistència característica.

La resistència característica pot ser elàstica o be plàstica, depenent de la classe de secció transversal de l'element estructural. La verificació d'aquesta resistència en el pla implica per lo general:

- Verificacions de la resistència de la secció transversal (EN 1993-1-1 §6.2 **[2]**), i
- Si hi ha compressió, verificacions de la resistència de l'element estructural utilitzant EN 1993-1-1 §6.3.1 o §6.3.3 **[2]**, però considerant únicament el vinclament per flexió en el pla.

En totes les expressions s'utilitza la resistència característica en lloc de la resistència de disseny.

Nota: La verificació de la resistència en el pla de l'element estructural també pot fer-se realitzant un anàlisi en el pla més sofisticat, considerant els efectes locals de segon ordre i les imperfeccions de forma corbada de l'element estructural en si. Aquests efectes s'afegiran als efectes globals de segon ordre i/o imperfecció per desplaçament horitzontal inclosos en l'anàlisi general en el pla del pòrtic. En aquest cas, sols hi ha que verificar la resistència de la secció tranversal de l'element estructural.

Aquestes verificacions poden per lo general escriure's de la forma:

$$\Gamma_{\mathrm{Rk}}\left(\mathrm{N_{Ed}}, \mathrm{M_{y,Ed}}, \mathrm{N_{Rk}}, \mathrm{M_{y,Rk}}\right) \leq 1 \qquad \text{(Eq. 4.2)}$$

On: Γ_{Rk} és una funció que dóna una relació entre els efectes de la càrrega de disseny i la resistència característica de l'element estructural. (Les resistències característiques es poden obtenir utilitzant les expressions per resistències de disseny, però ometen els factors γ_{M1} i γ_{M0})

Exemples:

$$\Gamma_{\mathrm{Rk}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}} \qquad \text{(Eq. 4.3)}$$

per a la resistència de la secció transversal (Classe 3).

$$\Gamma_{\mathrm{Rk}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}} \qquad \text{(Eq. 4.4)}$$

per a la resistència de l'element en front al vinclament per flexió en el pla.

3. Determinar l'amplificador de càrrega mínima $\alpha_{ult,k}$ de la càrrega de disseny en el pla, per tal d'arribar a la resistència característica de l'element estructural.

On la relació entre càrrega i efectes de disseny és lineal, $\alpha_{ult,k}$ ve donat per:

$$\alpha_{ult,k} = \frac{1}{\Gamma_{\mathrm{Rk}}(\mathrm{N_{Ed}}, \mathrm{M_{y,Ed}}, \mathrm{N_{Rk}}, \mathrm{M_{y,Rk}})} \qquad \text{(Eq. 4.5)}$$

Si la relació no és lineal, es necessita un procediment iteratiu, augmentant la càrrega amb un valor de "prova" de $\alpha_{ult,k}$, avaluant els efectes i determinant després un nou valor de prova, fins aconseguir la convergència.

- *Anàlisi de vinclament fora del pla de l'element estructural*

Determinar l'amplificador mínim $\alpha_{cr,op}$ a aplicar a la càrrega de disseny en el pla, per tal d'arribar a la resistència crítica elàstica (Vinclament d'Euler) de l'element estructural. En aquesta segona etapa tan sols es prenen en consideració el vinclament fora del pla i/o vinclament per flexo - torsió, no el vinclament per flexió en el pla.

La dificultat d'aquest càlcul depèn de la complexitat del cas tractat, i pot ser necessari un anàlisi de vinclament d'Elements Finits o un software específic per resoldre dits problemes de valor propi. En casos molt simples, això pot conduir al càlcul exclusiu d'un moment flector crític o d'una força normal de vinclament per flexió fora del pla.

- *Comprovar la resistència general*

La resistència general es verifica d'acord amb EN 1993-1-1 §6.3.4 (2) **[2]** assegurant-se de que:

$$\frac{\chi_{op} \cdot \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1{,}0 \qquad \text{(Eq. 4.6)}$$

Per determinar χ_{op}, es necessita el paràmetre $\overline{\lambda_{op}}$.

1. Esveltesa global adimensional de l'element estructural

L'esveltesa global adimensional $\overline{\lambda_{op}}$ de l'element estructural per al vinclament fora del pla ve donada per:

$$\overline{\lambda_{op}} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}} \qquad \text{(Eq. 4.7)}$$

2. Factor de reducció per al vinclament fora del pla

El factor de reducció χ_{op} per al vinclament fora del pla es determina en funció del tipus de mode de vinclament:

a) Mode de vinclament fora del pla, o mode fortament relacionat

$$\chi_{op} = \chi_z \qquad \text{(Eq. 4.8)}$$

On χ_z és calculat per al vinclament fora del pla d'acord amb EN 1993-1-1 §6.3.1 **[2]**, utilitzant $\bar{\lambda} = \overline{\lambda_{op}}$ i la corba de vinclament pertinent (donada per la secció transversal més crítica que regeix $\alpha_{ult,k}$ en l'element estructural).

Aquest és, per exemple, el cas d'elements estructurals en compressió pura o en compressió amb una flexió menyspreable.

b) Mode de vinclament per flexo - torsió, o mode fortament relacionat

$$\chi_{op} = \chi_{LT} \qquad \text{(Eq. 4.9)}$$

On χ_{LT} és calculat per al vinclament per flexo - torsió d'acord amb EN 1993-1-1 §6.3.2 **[2]**, utilitzant $\overline{\lambda_{LT}} = \overline{\lambda_{op}}$ i la corba de vinclament pertinent (donada per la secció transversal més crítica que regeix $\alpha_{ult,k}$ en l'element estructural).

Aquest és, per exemple, el cas d'elements estructurals en flexió pura o en flexió amb una compressió menyspreable.

c) "Mode combinat", mescla del vinclament fora del pla i el vinclament per flexo - torsió

Es pot calcular a través de qualsevol dels següents mètodes:

- Mètode del “valor mínim”

$$\chi_{op} = min(\chi_z, \chi_{LT}) \qquad \text{(Eq. 4.10)}$$

On χ_z i χ_{LT} són tal com es defineixen en els punts a) i b)

- Mètode del “valor interpolat”

Aquest mètode aplica efectivament cadascun dels factors χ_z i χ_{LT} a les resistències característiques respectives per tal d’obtenir un factor global. Això, pot ser per tant expressat com:

$$\chi_{op} = \frac{\Gamma_{\mathrm{Rk}}(\mathrm{N_{Ed}}, \mathrm{M_{y,Ed}}, \mathrm{N_{Rk}}, \mathrm{M_{y,Rk}})}{\Gamma_{\mathrm{Rk}}(\mathrm{N_{Ed}}, \mathrm{M_{y,Ed}}, \chi_z \cdot \mathrm{N_{Rk}}, \chi_{LT} \cdot \mathrm{M_{y,Rk}})} \qquad \text{(Eq. 4.11)}$$

- *<u>Casos on $\alpha_{ult,k}$ es regeix pel criteri lineal de resistència de la secció transversal</u>*

$\mathrm{N_{Ed}}$ i $\mathrm{M_{y,Ed}}$ són, respectivament, la força de compressió màxima i el moment flector, determinats a partir de l’anàlisi en el pla tenint en compte tots els efectes de segon ordre (globals per al pòrtic i locals per a l’element estructural) i totes les imperfeccions (imperfeccions de desplaçament en el pòrtic e imperfecció de forma corbada per a l’element estructural). Així doncs,considerant per exemple seccions transversals de classe 3, $\alpha_{ult,k}$ pot ser determinat utilitzant la següent verificació de secció transversal:

$$\Gamma_{\mathrm{Rk}}(\mathrm{N_{Ed}}, \mathrm{M_{y,Ed}}, \mathrm{N_{Rk}}, \mathrm{M_{y,Rk}}) = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}} \leq 1 \qquad \text{(Eq. 4.12)}$$

Del que se’n dedueix:

$$\alpha_{ult,k} = \frac{1}{\Gamma_{\mathrm{Rk}}(\mathrm{N_{Ed}}, \mathrm{M_{y,Ed}}, \mathrm{N_{Rk}}, \mathrm{M_{y,Rk}})} = \frac{1}{\frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}}} \qquad \text{(Eq. 4.13)}$$

I tenint en compte el Mètode General:

$$\frac{\chi_{op} \cdot \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} = \frac{\chi_{op}}{\gamma_{M1} \cdot \left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}}\right)} \geq 1{,}0 \qquad \text{(Eq. 4.14)}$$

Això és el mateix que:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rk}/\gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} \leq \chi_{op} \qquad \text{(Eq. 4.15)}$$

L'equació 4.15 correspon a l'expressió donada a la nota EN 1993-1-1 §6.3.4(4)a) **[2]**.

A més, per aquest cas, si χ_{op} s'ha de terminar utilitzant el mètode del "valor interpolat", es dedueix que:

$$\chi_{op} = \frac{\Gamma_{\mathrm{Rk}}(\mathrm{N_{Ed}}, \mathrm{M_{y,Ed}}, \mathrm{N_{Rk}}, \mathrm{M_{y,Rk}})}{\Gamma_{\mathrm{Rk}}(\mathrm{N_{Ed}}, \mathrm{M_{y,Ed}}, \chi_z \cdot \mathrm{N_{Rk}}, \chi_{LT} \cdot \mathrm{M_{y,Rk}})} = \frac{\frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}}}{\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}}} \qquad \text{(Eq. 4.16)}$$

El que duu a verificar que:

$$\frac{\chi_{op} \cdot \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} = \frac{\frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}}}{\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}}} \cdot \frac{1}{\gamma_{M1} \cdot \left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}}\right)} \geq 1{,}0 \qquad \text{(Eq. 4.17)}$$

Això és:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1 \qquad \text{(Eq. 4.18)}$$

(Expressió donada a la nota EN 1993-1-1 §6.3.4(4)b) **[2])**

Es pot veure que no és necessari calcular χ_{op} explícitament.

5. Dades bàsiques model de càlcul

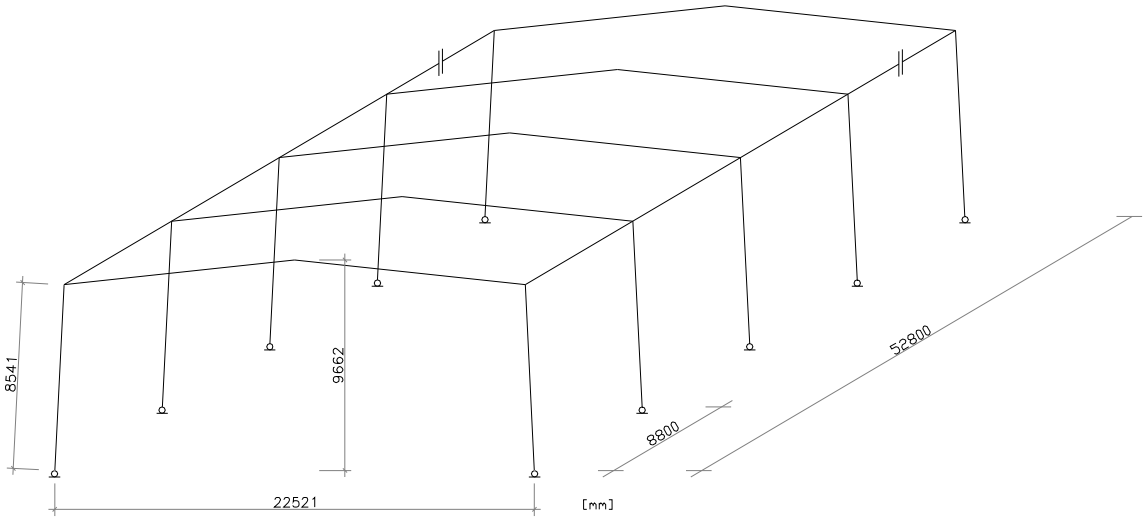

Fig. 5.1 – Esquema poliesportiu objecte d'estudi

5.1. Dades bàsiques

- Longitud total: $b = 72{,}00\ m$.
- Espaiament: $s = 8{,}80\ m$.
- Amplada: $d = 22{,}52\ m$.
- Pendent de la coberta: $\alpha = 5{,}00°$.
- Pendent de la biga: $\theta = 5{,}97°$.
- Alçada sobre el terreny: $h = 9{,}66\ m$.

Es considera que les unions són:

- Articulades a la base de les columnes.
- Rígides a les unions biga – columna.

5.2. Càrregues

La determinació de les accions sobre el poliesportiu, i la seva estructura, es realitzen en base al DB SE-AE **[1]**. Aquestes accions serviran per, posteriorment, verificar el compliment dels requisits de seguretat estructural i l'aptitud del servei establerts.

5.2.1. Càrregues permanents

- Pes propi de la biga
- Coberta amb corretges $\Longrightarrow G = 0{,}30\, kN/m^2$

Per a un pòrtic interior: $G = 0{,}30 \cdot 8{,}80 = 2{,}64\ kN/m$

5.2.2. Sobrecàrrega d'ús

- Coberta lleugera, accessible únicament per conservació $\Longrightarrow Q = 0{,}40\, kN/m^2$

Per a un pòrtic interior: $Q = 0{,}40 \cdot 8{,}80 = 3{,}52\ kN/m$

5.2.3. Càrrega de neu

La distribució i la intensitat de la càrrega de neu sobre un edifici, o en particular sobre una coberta, depenen del clima de l'emplaçament, del tipus de precipitació, del relleu de l'entorn, de la forma de la coberta i dels efectes del vent, entre d'altres.

Segons el Document Bàsic SE-AE **[1]**, el valor de càrrega de neu per unitat de superfície en projecció horitzontal, q_n, es calcula a través de l'expressió:

$$q_n = \mu \cdot s_k \qquad \text{(Eq. 5.1)}$$

On: μ és el coeficient de forma de la coberta

s_k és el valor característic de la càrrega de neu sobre un terreny horitzontal

- ***Coeficient de forma de la coberta***

Donat que en el disseny de la coberta no hi ha impediment al lliscament de la neu, i que la inclinació d'aquesta és inferior a 30º, el seu coeficient de forma corresponent al cas d'estudi és de $\mu = 1$.

- ***Valor característic de la càrrega de neu sobre un terreny horitzontal***

El valor de càrrega de neu sobre terreny horitzontal, s_k, s'ha pres de la taula E.2 de l'Annex E del DB SE-AE **[1],** funció de l'alçada de l'emplaçament o terme municipal, i de la zona climàtica del mapa de la figura E.2.

Zona climàtica d'hivern 2, Alçada = 267 m ⇒ $s_k = 0{,}55\, kN/m^2$

- ***Càrrega de neu per unitat de superfície en projecció horitzontal***

$$q_n = 1 \cdot 0{,}55 = 0{,}55\, kN/m^2$$

Tenint en compte una separació entre pòrtics de 8,80 m ⟹ per a un pòrtic interior:

$$s = 0{,}55 \cdot 8{,}80 = 4{,}84\, kN/m$$

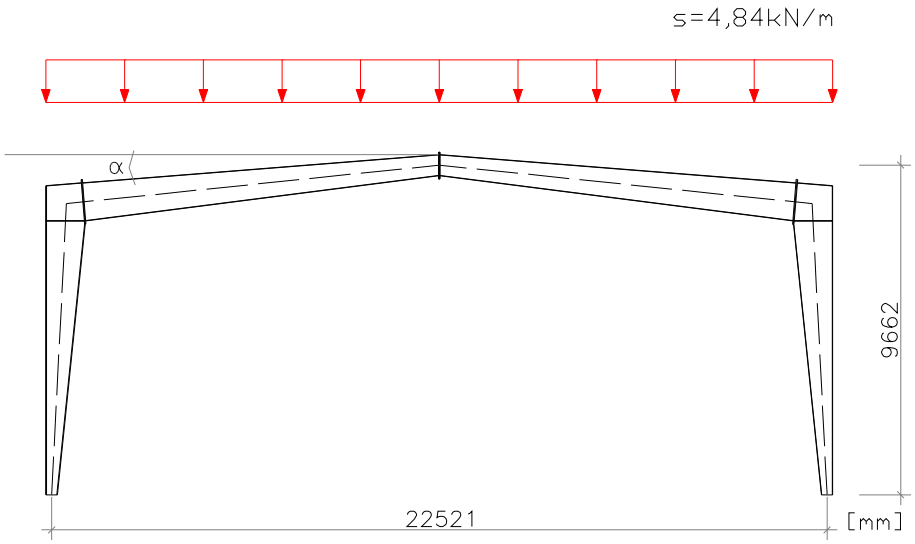

Fig. 5.2 – Distribució càrrega de neu segons CTE

5.2.4. Càrrega de vent

La distribució i el valor de les pressions que exerceix el vent sobre l'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 i la intensitat del vent. Per a la seva determinació es considera l'apartat 3.3 del DB-SE-AE **[1]**.

L'acció del vent, en general una força perpendicular a la superfície de cada punt exposat, o pressió estàtica, q_e, s'expressa com:

$$q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p \qquad \text{(Eq. 5.2)}$$

On: q_b és la pressió dinàmica del vent. De forma simplificada, com a valor en qualsevol punt del territori espanyol, es pot adoptar $0{,}5\, KN/m^2$. Es poden obtenir valors més

precisos en funció de l'emplaçament geogràfic de l'obra mitjançant l'Annex D del DB SE-AE **[1]**.

C_e és el coeficient d'exposició, variable amb l'alçada del punt considerat, en funció del grau de rugositat de l'entorn on s'ubica la construcció. En edificis urbans de fins a 8 plantes pot prendre's un valor constant, independent de l'alçada, de 2,0.

C_p és el coeficient eòlic o de pressió, dependent de la forma i orientació de la superfície respecte del vent, i en el seu cas, de la situació del punt respecte a les vores d'aquesta superfície; un valor negatiu indica succió.

Els edificis es comproven davant l'acció del vent en totes direccions, independentment de l'existència de construccions contigües mitjaneres, tot i que generalment serà suficient la consideració en dues direccions sensiblement ortogonals. Per a cada direcció s'ha de considerar l'acció en tots dos sentits.

- ***Pressió dinàmica***

El valor bàsic de la pressió dinàmica del vent s'obté de l'expressió:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho_{aire} \cdot {v_b}^2 \qquad \text{(Eq. 5.3)}$$

On: ρ_{aire} és la densitat de l'aire (igual a $1{,}25\ kg/m^3$)

v_b és el valor bàsic de la velocitat del vent

Segons L'Annex D del DB SE-AE **[1]**, la població de Castellserà es troba a la zona C, el que implica un valor de v_b igual a $29\ m/s$.

La pressió dinàmica és en conseqüència:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot 1{,}25 \cdot 29^2 = 525{,}625\ N/m^2$$

- ***Coeficient d'exposició***

El coeficient d'exposició C_e té en compte els efectes de les turbulències originades pel relleu i la topografia del terreny. El seu valor pot prendre's de la taula 3.4 **[1]**, sent l'alçada del punt considerat la mesura respecte a la rasant mitja de la façana a barlovent.

Tenint en compte un grau de rugositat de l'entorn de IV (zona urbana en general, industrial o forestal) i una alçada del punt ha considerar de 9,096 m $\Longrightarrow$ $C_e = 1{,}71$.

- ***Coeficient eòlic o de pressió***

En naus i construccions diàfanes, sense forjats que connectin les façanes, l'acció del vent s'ha d'individualitzar en cada element de superfície exterior.

A efectes de càlcul de l'estructura, de la banda de la seguretat es pot utilitzar la resultant en cada pla de façana o coberta dels valors de l'Annex D.3 **[1]**, que recullen el pèssim en cada punt degut a diverses direccions de vent. Als efectes locals, tals com corretges, panells de tancament, o ancoratges, s'han utilitzar els valors corresponents a la zona o zones en que s'ubica dit element.

Si l'edifici presenta grans forats l'acció del vent genera, a més de pressions en el exterior, pressions en el interior, que es sumen a les anteriors.

El coeficient eòlic de pressió interior, C_{pi}, es considera únic en tots els paraments interiors de l'edifici. Per a la determinació de la pressió interior, en edificis d'una sola planta, es considerarà com a coeficient d'exposició el corresponent a l'alçada del punt mig del forat, exceptuant el cas en que existeixi un forat dominant, cas en que el coeficient d'exposició serà el corresponent a l'alçada mitja de dit forat.

- ❖ Coeficient de pressió exterior

Els coeficients de pressió exterior, C_{pe}, depenen de la direcció relativa del vent, de la forma de l'edifici, de la posició de l'element considerat i de la seva àrea d'influència.

A les taules D.3. a D.13 de l'Annex D del DB **[1]** es donen valors de coeficients de pressió externs per a diverses formes simples de construccions, obtinguts com el pèssim de entre els del ventall de direccions de vent definides en cada cas. Quan s'aporten dos valors de diferent signe separats, significa que l'acció del vent en la zona considerada pot variar de pressió a succió, i que s'han de considerar totes dues possibilitats.

- ➢ *<u>Paraments verticals</u>*

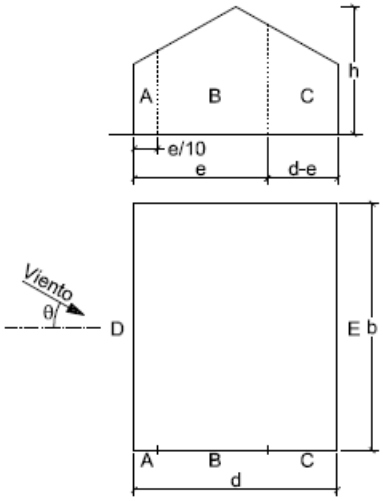

Fig. 5.3 – Distribució zones paraments verticals amb diferent C_{pe}

$$e = mín(b, 2h) = mín(52{,}8\ m, 2 \cdot 9{,}662\ m) = 19{,}324\ m$$

$$h/d = 9{,}662/22{,}521 = 0{,}43$$

	A	B	C	D	E
$\mathbf{C_{pe}}$	-1,20	-0,80	-0,50	+0,72	-0,35

Taula 5.1 – Coeficients de pressió exterior per paraments verticals

- *Coberta*

a) Direcció del vent $-45º \leq \theta \leq 45º$

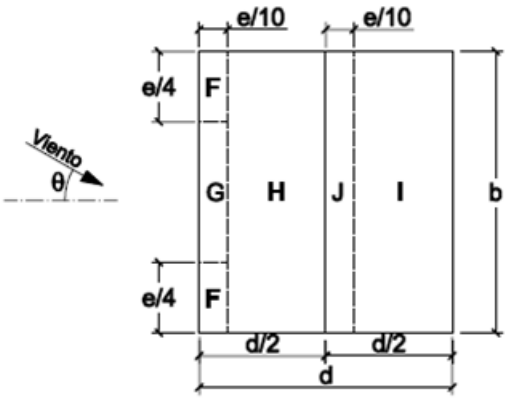

Fig. 5.4 – Distribució zones coberta amb diferent C_{pe} $(-45° \leq \theta \leq 45°)$

$$e = mín(b, 2h) = mín(52{,}8\ m, 2 \cdot 9{,}662\ m) = 19{,}324\ m$$

	F	G	H	I	J
$\mathbf{C_{pe}}$	-1,70/+0,00	-1,20/+0,00	-0,60/+0,00	-0,60	$+0{,}2/-0{,}6 \Longrightarrow c_{pe} = -0{,}6$

Taula 5.2 – Coeficients de pressió exterior per la coberta $(-45° \leq \theta \leq 45°)$

b) Direcció del vent $45° \leq \theta \leq 135°$

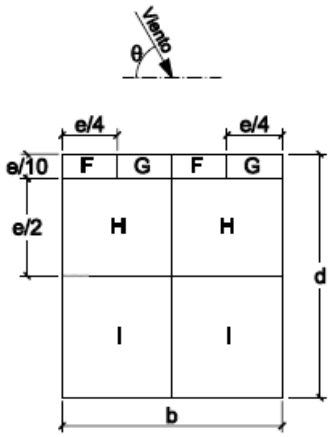

Fig. 5.5 – Distribució zones coberta amb diferent C_{pe} *(*$45º \leq \theta \leq 135º$*)*

$$e = mín(b, 2h) = mín(22{,}521\ m, 2 \cdot 9{,}662\ m) = 19{,}324\ m$$

	F	G	H	I
$\mathbf{C_{pe}}$	-1,60	-1,30	-0,70	-0,60

Taula 5.3 – Coeficients de pressió exterior per la coberta ($45º \leq \theta \leq 135º$*)*

❖ Coeficients de pressió interna

En el present projecte objecte d'estudi no es prenen en consideració les pressions internes donada la manca d'obertures importants.

- ***Càrregues de vent***

Les càrregues de vent per unitat de longitud w $[kN/m]$ per a un pòrtic interior es calculen utilitzant l'ample d'influència (distància entre pòrtics) $s = 8{,}80\ m$:

$$w = q_b \cdot C_e \cdot (c_{pe} + c_{pi}) \cdot s \qquad \text{(Eq. 5.4)}$$

A continuació es mostren els diferents casos possibles, i els corresponents valors característics per a càrregues de vent en $[kN/m]$ per a un pòrtic interior (zones D,E,G,H,I i J):

- Vent transversal

➢ *Cas 1*

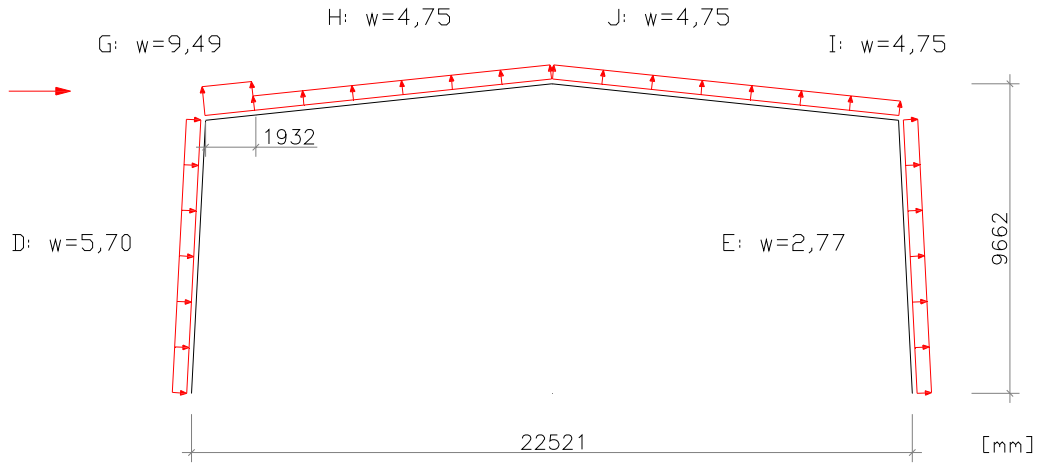

Fig. 5.6 – Cas 1. Valors característics de les càrregues de vent $[kN/m]$

➢ *Cas 2*

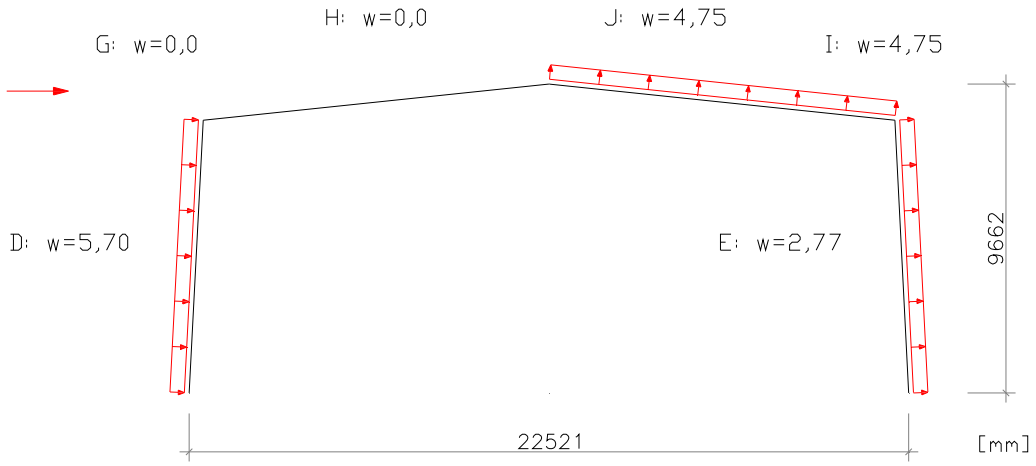

Fig. 5.7 – Cas 2. Valors característics de les càrregues de vent $[kN/m]$

❖ Vent longitudinal

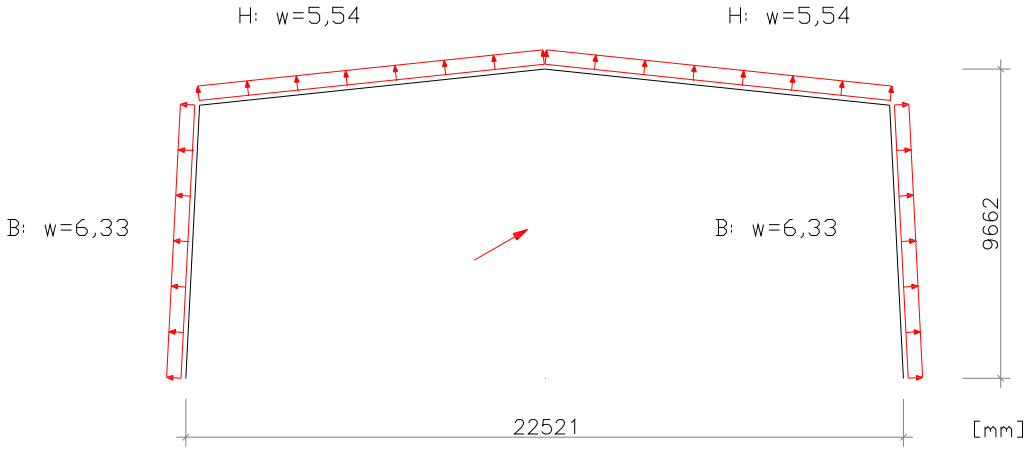

Fig. 5.8 – Cas 3. Valors característics de les càrregues de vent $[kN/m]$

5.3. Combinació de càrregues

La majoria de les normatives d'estructures d'acer, entre elles CTE, EAE i EC-3, garanteixen la seguretat estructural adoptant procediments de càlcul basats en estats límit.

Estats límit són les situacions per les quals, de ser superades, es pot considerar que una estructura no satisfà alguna de les funcions o exigències per les que ha estat projectada. Els estats límit es classifiquen generalment en:

- **Estats límit últims (ELU)**: situacions a partir de les quals es produeix risc per a les persones, degut a disfuncions en algun element constructiu o per col·lapse total o parcial de l'estructura.

- **Estats límit de servei (ELS)**: situacions que afecten a la comoditat de usuaris o terceres persones, funcionament de serveis, instal·lacions o equips, durabilitat o a l'aparença de l'edifici; darrera les quals no es compleixen les condicions de servei especificades.

❖ Accions sobre l'estructura

Les accions que es consideren en el dimensionament i càlcul d'una estructura es poden classificar segons sigui la seva durada i variació en el temps com:

- **Accions permanents.** Actuen contínuament sobre l'estructura amb posició fixa i valor constant o casi constant (pes propi, accions i empentes del terreny).
- **Accions variables.** Actuen o no sobre l'estructura amb posició i valor constant o variable (sobrecàrrega d'us, sobrecàrregues de neu, accions de vent).
- **Accions accidentals.** Actuen amb una probabilitat estadística mínima, però amb conseqüències importants (accions sísmiques, d'impacte, incendi o explosió).

Les accions sobre l'estructura es determinen en base a uns valors de referència o valors característics, que generalment es dedueixen de la normativa, tot i que poden establir-se:

G_k El valor característic d'una acció permanent, normalment representa el seu valor mig, almenys que la seva variabilitat sigui important;

Q_k El valor característic d'una acció variable, representa un límit superior o inferior, amb una determinada probabilitat de no ser superat en un període de temps.

A l'anàlisi dels estats límit últims de l'estructura, les accions es consideren amb el seu valor de càlcul, obtingut després d'aplicar uns coeficients de seguretat γ als valors característics.

La determinació de la magnitud de les accions varia en funció de les situacions de projecte que es consideren al llarg de l'anàlisi de l'estructura. Aquests valors s'obtenen després de l'aplicació d'uns coeficients de simultaneïtat ψ als valors característics o de càlcul.

$\psi_0 \cdot Q_k$ **valor de combinació** d'una acció variable, representa la seva intensitat al actuar simultàniament amb una altra acció variable de intensitat màxima, estadísticament independent, durant un determinat temps de referència.

$\psi_1 \cdot Q_k$ **valor freqüent** d'una acció variable, representa la intensitat superada durant almenys un 1% del temps de referència.

$\psi_2 \cdot Q_k$ **valor quasi permanent** d'una acció variable, representa la intensitat superada durant almenys un 50% del temps de referència.

❖ Coeficients de seguretat

Els marges de seguretat estructural s'introdueixen per mitjà d'uns coeficients que majoren l'efecte de les accions aplicades sobre l'estructura i altres que minoren la resposta estructural i s'apliquen sobre les característiques dels materials estructurals.

A més, en la majoria dels casos, no seria raonable considerar en el projecte una combinació de totes les accions aplicades simultàniament. S'introdueixen així, els ja mostrats coeficients de simultaneïtat que ponderen la possibilitat estadística de que diverses accions coincideixin en una mateixa situació de projecte.

Per al cas concret del present projecte, els coeficients utilitzats per a la generació de les diferents combinacions de càrregues han estat:

Càrrega	γ_{u-}	γ_{u+}	γ_{g-}	γ_{g+}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Pes propi	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Càrrega permanent	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Càrrega cobertes no transitables	1,50	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vent 1	1,50	0,00	1,00	0,00	0,60	0,20	0,00
Vent 2	1,50	0,00	1,00	0,00	0,60	0,20	0,00
Vent 3	1,50	0,00	1,00	0,00	0,60	0,20	0,00
Vent 12	1,50	0,00	1,00	0,00	0,60	0,20	0,00
Vent 21	1,50	0,00	1,00	0,00	0,60	0,20	0,00
Neu	1,50	0,00	1,00	0,00	0,50	0,20	0,00

Taula 5.4 – Coeficients parcials de seguretat i coeficients de simultaneïtat

❖ Situacions de projecte

L'establiment de les combinacions d'accions que determinen el càlcul i dimensionament d'una estructura s'estableixen en base a la consideració d'unes determinades situacions de projecte:

- **Situació persistent.** Condicions normals d'us.
- **Situació transitòria.** Condicions provisionals aplicables durant períodes de temps limitats.
- **Situació extraordinària.** Condicions excepcionals o accidentals.

➢ *Situacions durant la comprovació d'estats límit últims*

Les combinacions d'accions per a la comprovació d'estats límit últims s'estableixen d'acord amb les següents situacions de projecte contemplades a la normativa espanyola i europea (CTE DB SE-A Secció 4.2.2 **[3]**, EAE – Article 13.2 **[4]**, EN 1990:2002 – Secció 6.4 **[5]**).

- Combinacions de càlcul (ELU CF)

Els efectes de càlcul de les accions corresponents a una situació persistent o transitòria es determina mitjançant combinacions d'accions a partir de l'expressió:

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i\geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \qquad \text{(Eq. 5.5)}$$

- Combinacions accidentals (ELU CS)

Els efectes de càlcul de les accions corresponents a una situació extraordinària o accidental es determinen mitjançant combinacions d'accions a partir de l'expressió:

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{A} \cdot A + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i\geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \qquad \text{(Eq. 5.6)}$$

Sent A una acció accidental qualsevol amb el seu valor de càlcul.

- *Situacions durant la comprovació d'estats límit de servei*

Les comprovacions d'accions per a la comprovació d'estats límit de servei s'estableixen d'acord amb les següents situacions de projecte contemplades a la normativa espanyola i europea (CTE DB SE-A Secció 4.3.2 **[3]**, EAE – Article 13.3 **[4]**, EN 1990:2002 – Secció 6.5 **[3]**).

- Combinacions característiques o poc provables (ELS CR)

Els efectes de càlcul deguts a les accions de curta durada - situació transitòria d'efectes irreversibles- es determinen mitjançant combinacions d'accions característiques o combinacions poc provables, a partir de l'expressió:

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i\geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \qquad \text{(Eq. 5.7)}$$

- Combinacions freqüents (ELS CF)

Els efectes de càlcul deguts a les accions de curta durada – situació transitòria d'efectes reversibles- es determinen mitjançant combinacions d'accions freqüents, a partir de l'expressió:

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i\geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \qquad \text{(Eq. 5.8)}$$

Combinacions quasi permanents (ELS CP)

Els efectes de càlcul deguts a les accions de llarga durada es determinen mitjançant combinacions d'accions quasi permanents, a partir de l'expressió:

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{i\geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \qquad \text{(Eq. 5.9)}$$

En referència al present projecte, tant les combinacions d'accions generades, com les diferents càrregues considerades durant la seva generació, estan adjuntes dins els annexes C i B, respectivament.

5.4. Efectes de les imperfeccions

L'anàlisi estructural ha de considerar, de forma apropiada, els efectes de les imperfeccions, tant de les tensions residuals com de les imperfeccions geomètriques, tals com els defectes de verticalitat, els defectes d'alineació, els defectes de planeitat, les toleràncies d'ajust i totes les petites excentricitats presents en les unions de la estructura no carregada.

En el cas d'estructures porticades sensibles al vinclament global segons un mode traslacional, s'ha d'incorporar l'efecte de les imperfeccions en l'anàlisi de l'estructura a través d'una imperfecció equivalent, sota la forma d'un defecte global de verticalitat e imperfeccions locals per curvatura dels elements. Així doncs, les imperfeccions es poden subdividir en:

- Imperfeccions globals. Defecte inicial global de verticalitat.
- Imperfeccions locals. Curvatura dels elements aïllats per al vinclament per flexió.

La consideració apropiada de les imperfeccions globals de l'estructura i de les imperfeccions locals es sol realitzar a partir del mode de vinclament elàstic global de l'estructura en el pla d'inestabilitat considerat.

Les imperfeccions haurien d'aplicar-se en la forma i el sentit més desfavorables, per al vinclament en el pla de l'estructura i el vinclament fora del pla de la mateixa, incloent el vinclament per torsió, segons modes simètrics i asimètrics.

5.4.1. Factor d'amplificació per vinclament α_{cr}

A fi d'avaluar la sensibilitat del pòrtic als efectes de 2n ordre, es realitza un anàlisi modal per calcular el factor d'amplificació de vinclament per a la combinació ELU CF49, combinació de càrregues amb la qual s'obté la major càrrega vertical.

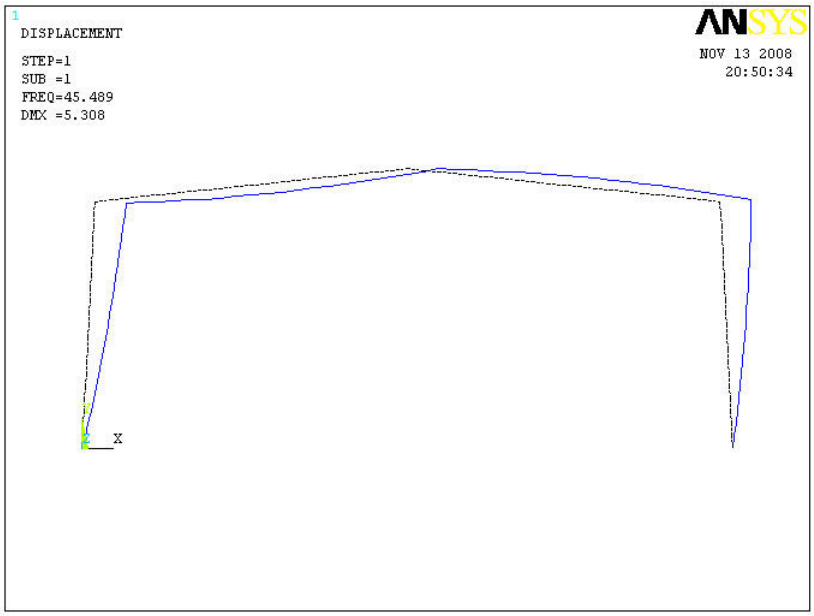

Fig. 5.9 – Primer mode d'inestabilitat de l'estructura

Per aquesta combinació, el factor d'amplificació és: $\alpha_{cr} = 45{,}489$.

Com es pot observar, en aquest cas no s'ha tingut en compte cap mena d'imperfecció. El que es pretén, a través d'aquest estudi lineal de vinclament, és observar quina és la deformada del primer mode d'inestabilitat per tal d'introduir correctament les imperfeccions quan sigui necessari.

5.4.2. Imperfecció global

L' imperfecció lateral inicial global es calcula a partir de la següent expressió:

$$\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \qquad \text{(Eq. 5.10)}$$

On $\phi_0 = 1/200$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} = \frac{2}{\sqrt{9{,}662}} = 0{,}643$$

$\alpha_m = \sqrt{0{,}5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = 0{,}866 \quad m = 2$ (nombre de columnes)

Així doncs,

$$\phi = \frac{1}{200} \cdot 0{,}643 \cdot 0{,}866 = 2{,}786 \cdot 10^{-3}$$

Tenint en compte que,

$\Delta = \mathrm{tg}\phi \cdot \mathrm{L}$ (Eq. 5.11)

On "L" és igual a la longitud del pilar. S'obté:

$$\Delta = \mathrm{tg}\phi \cdot \mathrm{L} = \mathrm{tg}(2{,}786 \cdot 10^{-3}) \cdot 8541{,}59 = 23{,}798\ \mathrm{mm}$$

5.4.3. Imperfecció local

A la taula 6.2 de l'apartat §6.3.1 de l' EN 1993-1-1 **[2]** s'observa que, en tractar-se de seccions armades amb ales de gruixos inferiors a 40 mm i tenint en compte que s'està realitzant un anàlisi de vinclament de l'estructura en el pla del pòrtic (vinclament al voltant de l'eix fort y-y), als diferents elements estructurals els hi correspon la corba de vinclament "b". Així doncs, segons la taula 5.1 de l'apartat §5.3.2 **[2]** tenim que, per a un anàlisi elàstic com el que s'està duent a terme, als pilars els hi correspon una imperfecció local donada per una fletxa màxima de valor $e_0 = L/250$.

Per al cas concret que s'està tractant:

$$e_0 = L/250 = 8541{,}59/250 = 34{,}166\ mm$$

Alhora de definir el model amb les seves corresponents imperfeccions tant locals com globals, s'ha treballat amb la hipòtesi que el desplaçament vertical degut a la deformació és negligible en front al desplaçament horitzontal en la direcció x - x.

6. Anàlisi pòrtic segons mètode general

6.1. 1ª Etapa Mètode General de Càlcul

L'objectiu d'aquesta etapa és determinar els efectes que es produeixen en l'element estructural sota la càrrega de disseny, alhora que avaluar-ne la seva magnitud en relació la resistència característica de la secció transversal més crítica, tot considerant únicament el seu comportament en el pla.

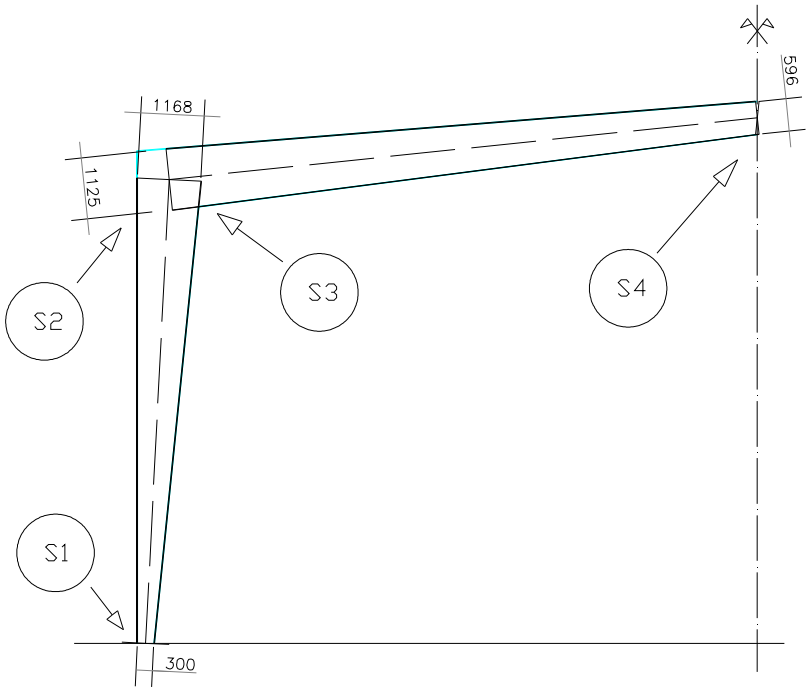

Fig. 6.1 – Seccions del pòrtic considerades

6.1.1. Anàlisi en el pla de l'element estructural

El present anàlisi pretén avaluar les forces i moments interns dels diferents elements estructurals. Aquest anàlisi en el pla pren en consideració tant les imperfeccions locals com les globals, així com els efectes de segon ordre deguts a la deformació geomètrica en el pla del pòrtic.

Per a la seva resolució s'ha optat per l'ús d'un software específic de càlcul (PowerFrame), capaç de valorar els esforços soferts per l'estructura sota cadascuna de les combinacions de

càrrega generades. A partir dels diagrames envolvents d'esforços axials i moment flector, s'han pogut aïllar els punts de màxima sol·licitació dels diferents elements estructurals.

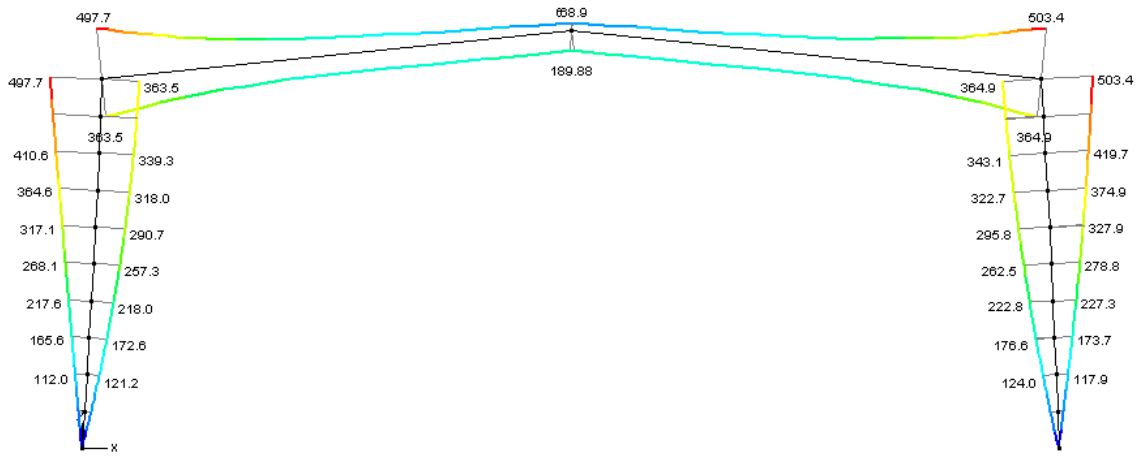

Fig. 6.2 – Diagrama envolvent de moments flectors

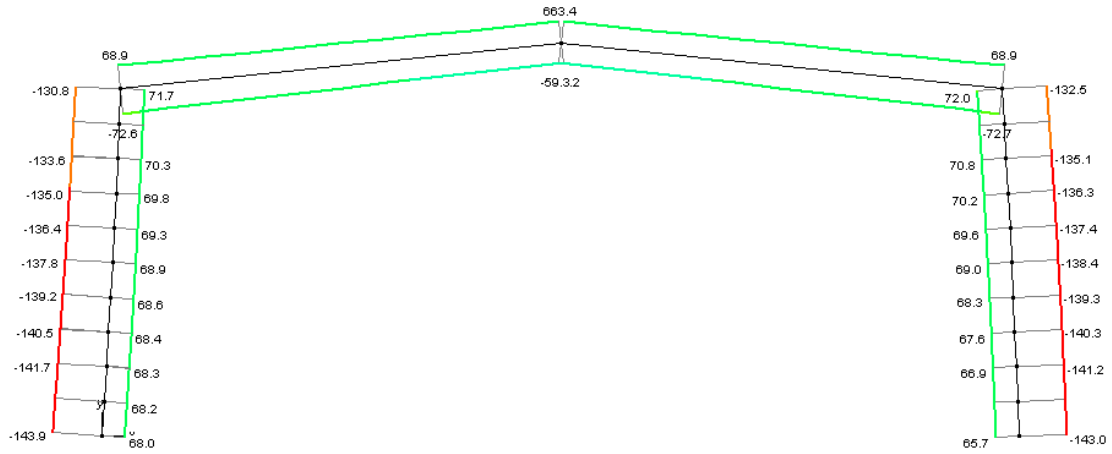

Fig. 6.3 – Diagrama envolvent d'esforços axials

A la següent taula, extracte dels resultats generats pel software emprat, es poden observar els esforços i la combinació de càrregues corresponent a cadascuna de les seccions amb major sol·licitació.

		MOMENT FLECTOR MÀXIM			AXIL MÀXIM		
		Moment (KN·m)	**Axil (KN)**	**Combinació**	**Moment (KN·m)**	**Axil (KN)**	**Combinació**
PILAR	S1	-	-	-	-	143.9	ELU CF 49
	S2	503.4	110.3	ELU CF 9	444.3	132.5	ELU CF 49

BIGA	S3	503.4	64.9	ELU CF 9	444.3	72.7	ELU CF 49
	S4	189.88	-59.32	ELU CF 49	45.8	63.4	ELU CF 70

Taula 6.1 – Esforços seccions amb major sol·licitació

6.1.2. Comprovació resistència en el pla de l'element estructural

- ***Bases de càlcul***

Les bases de càlcul són les de la classificació de la secció i les de càlcul de la secció eficaç, a més de les característiques mecàniques del perfil que servirà per a comparar la secció bruta amb la secció neta.

Relació de tensions:

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \qquad \text{(Eq. 6.1)}$$

Esveltesa relativa:

$$\overline{\lambda_\rho} = \frac{\overline{b}/t}{28{,}4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{K_{\sigma 1}}} \qquad \text{(Eq. 6.2)}$$

Factor de reducció per a l'ànima:

$$\rho = \frac{\overline{\lambda_\rho} - 0{,}055 \cdot (3 + \psi)}{\overline{\lambda_\rho}^2} \qquad \text{(Eq. 6.3)}$$

Factor de reducció per a les ales:

$$\rho = \frac{\overline{\lambda_\rho} - 0{,}188}{\overline{\lambda_\rho}^2} \qquad \text{(Eq. 6.4)}$$

Longitud eficaç:

$$b_{eff} = \rho \cdot \overline{b} \qquad \text{(Eq. 6.5)}$$

Per a la classificació de la secció s'ha menyspreat la reducció de la soldadura ala - ànima, seguint el criteri simplificat també promogut per el CTE DB SE-A **[3]**. Es tracta d'una opció més conservadora y que facilitarà extraordinàriament els càlculs en els apartats següents.

El concepte d'amplada o longitud eficaç equival a considerar que la part de material no compresa en aquesta longitud, a efectes pràctics, no existeix. Conseqüentment, el baricentre de la secció pot veure's modificat, i amb ell la distribució de tensions sobre la secció.

- ***Comprovació resistència pilar***

Donades les condicions d'enllaç dels pilars que sostenen el pòrtic, es pot afirmar que la secció S1 estarà sotmesa només a esforç axial. És per aquest motiu que tan sols es durà a terme la classificació de la secció segons un esforç normal.

Per altra banda, s'observa com la secció S2 estarà sotmesa tant a esforç normal com a moment flector, motiu pel qual s'haurà de classificar la secció segons els dos tipus d'esforç.

Donat que el material utilitzat per tot el pòrtic és el mateix, i tenint en compte l'expressió:

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} \qquad \text{(Eq. 6.6)}$$

Trobem que, acer S275 $\Longrightarrow \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/275} = 0{,}92$

❖ **SECCIÓ S1**

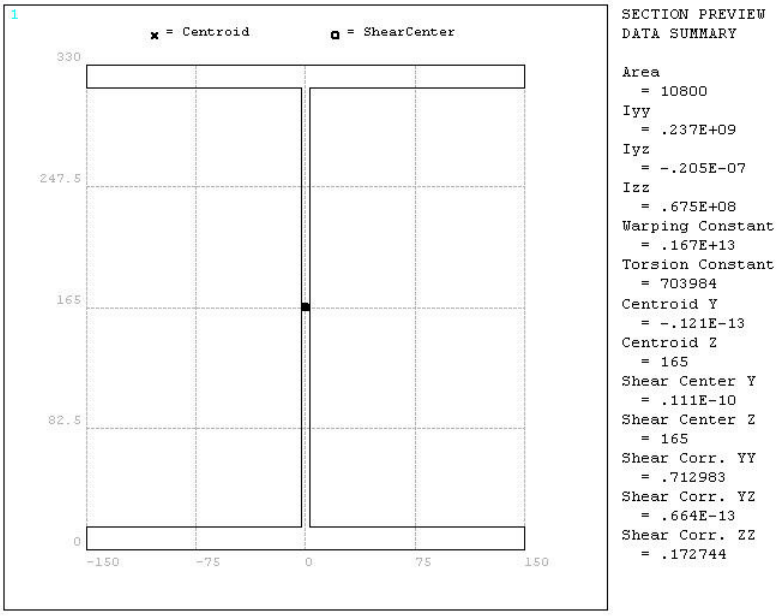

Fig. 6.4 – Dimensions i característiques secció S1

- *Classificació de la secció sotmesa a un esforç normal N, a compressió*

(EC-3 part 1.1 **[2]**, punt 5.6, taula 5.2):

Ànima: L'esveltesa de l'ànima és $c/t_w = 300/6 = 50$

$$c/t_w = 50 > 42 \cdot \varepsilon = 38{,}64 \Rightarrow Classe\ 4$$

Ala: L'esveltesa de l'ala és $c/t_f = (150 - 6/2)/15 = 9{,}8$

$$c/t_f = 9{,}8 \leq 14 \cdot \varepsilon = 12{,}88 \Rightarrow Classe\ 3$$

Així doncs, la secció S1 és **CLASSE 4**. La verificació de l'element es basarà en la resistència eficaç de la secció transversal.

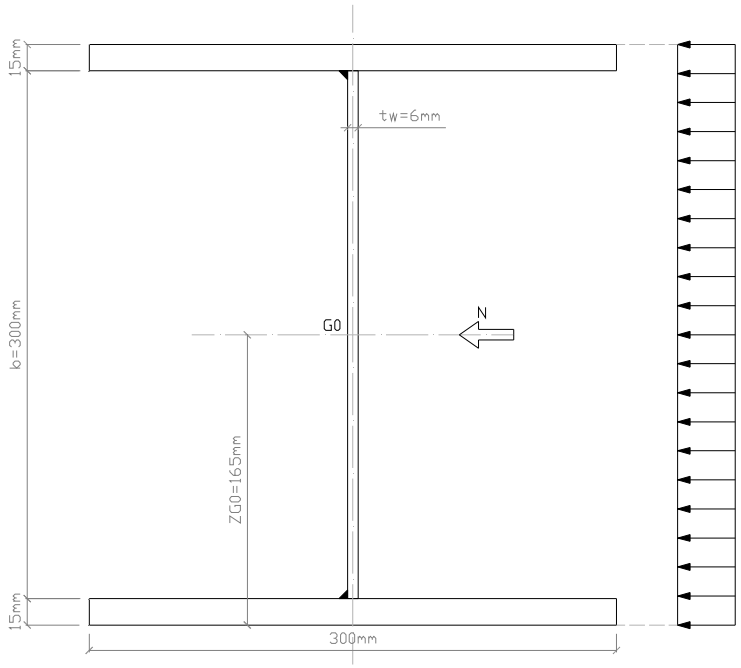

Fig. 6.5 – Secció S1 sotmesa a compressió

- *Càlcul de l'amplada eficaç de l'ànima, com element intern*

Es tracta d'una secció sotmesa a una tensió normal constant en tota la secció, motiu pel qual el valor de la relació de tensions és:

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{275}{275} = 1$$

A partir d'aquest valor, s'obté el coeficient d'abonyegament, $K_\sigma = 4{,}0$ (EC-3, Part 1.5 **[6]**, Taula 4.1), i considerant les dimensions de la secció, $\overline{b} = d = 300\ mm$, es procedeix al càlcul de la secció eficaç de l'ànima (EC-3, Part 1.5 **[6]**, Taula 4.4.(2)).

Esveltesa relativa de l'element comprimit, on $\overline{b} = b$ en elements interns:

$$\overline{\lambda_\rho} = \frac{\overline{b}/t}{28{,}4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{K_{\sigma 1}}} = \frac{300/6}{28{,}4 \cdot 0{,}92 \cdot \sqrt{4{,}0}} = 0{,}96$$

Factor de reducció per a l'ànima: (EC-3, Part 1.5 **[6]**, Taula 4.4.(2), fórmula 4.2).

$$\rho = \frac{\overline{\lambda_\rho} - 0{,}055 \cdot (3 + \psi)}{\overline{\lambda_\rho}^2} = \frac{0{,}96 - 0{,}055 \cdot (3 + 1)}{0{,}96^2} = 0{,}805$$

⟹ El 80,48 % de la secció (en quan a l'ànima) és eficaç, la resta s'abonyega.

Amplada eficaç:

$$b_{eff} = \rho \cdot \overline{b} = 0{,}805 \cdot 300 = 241{,}45\ mm$$

que es distribueix simètricament tal com es representa a la figura 6.6.

- *<u>Càlcul de l'amplada eficaç de les dues ales comprimides, com element extern</u>*

En aquest cas, al tractar-se d'una secció en que les ales són de classe 3, sabem ja, que totes dues ales seran eficaces. De totes formes procedim al càlcul per tel de corroborar-ho numèricament.

A partir del mateix valor de relació de tensions ($\psi = \sigma_2/\sigma_1 = 1$), s'obté un coeficient d'abonyegament diferent, $K_\sigma = 0{,}43$, al tractar-se d'un element extern (EC-3, Part 1.5 **[6]**, Taula 4.2).

Considerant les dimensions de la secció, $\overline{b} = c = 150 - 6/2 = 147\ mm$

Observació: Per a l'ànima, la dimensió de l'amplada inicial de l'element que s'estudia és la seva mateixa longitud. No obstant, per a les ales es considera la longitud que queda al vol lliure des del final de l'ànima, per tal de cenyir-se als casos tabulats i poder aplicar

correctament les taules de la norma. En ambdós casos es menysprea la longitud de la soldadura.

Esveltesa relativa de l'element comprimit, $\overline{b} = c$ en elements externs:

$$\overline{\lambda_\rho} = \frac{\overline{b}/t}{28{,}4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{K_{\sigma 1}}} = \frac{147/15}{28{,}4 \cdot 0{,}92 \cdot \sqrt{0{,}43}} = 0{,}572$$

Factor de reducció, que per al cas d'un element extern, la norma estableix la següent expressió (EC-3, Part 1.5 **[6]**, Punt 4.4.(2), fórmula (4.3)):

$$\rho = \frac{\overline{\lambda_\rho} - 0{,}188}{\overline{\lambda_\rho}^2} = \frac{0{,}572 - 0{,}188}{0{,}572^2} = 1{,}174 \Longrightarrow \rho = 1$$

Amplada eficaç:

$$c_{eff} = \rho \cdot c = 1 \cdot 147 = 147\ mm$$

Amplada eficaç de l'ala completa:

$$2 \cdot c_{eff} + t_w = 2 \cdot 147 + 6 = 300\ mm$$

Finalment l'àrea eficaç total de la secció bisimètrica és:

$$A_{eff} = 2 \cdot (300 \cdot 15) + 241{,}45 \cdot 6 = 10.448{,}67\ mm^2$$

Esforç normal resistent característic, N_{Rk}:

$$N_{Rk} = f_y \cdot A_{eff} = 275\ N/mm^2 \cdot 10.448{,}67\ mm^2 = 2.873.385{,}6\ N = 2.873{,}39\ KN$$

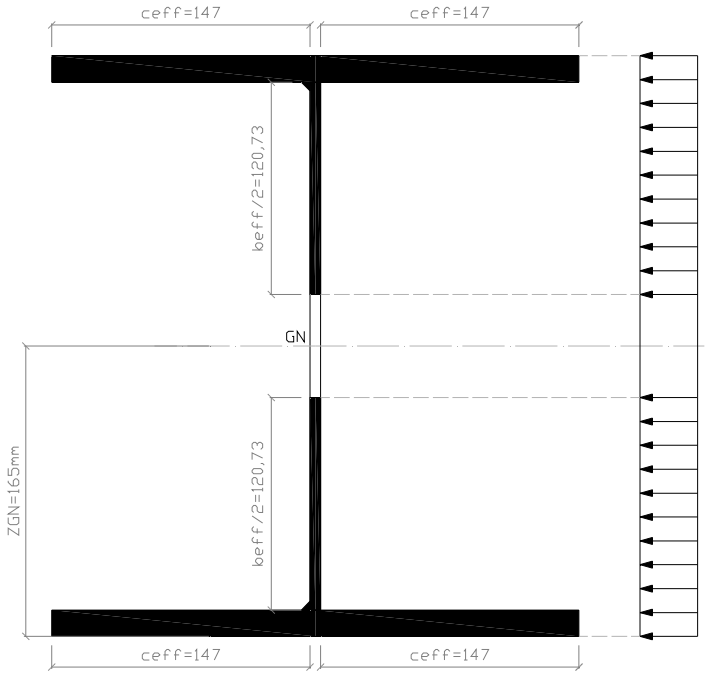

Fig. 6.6 – Àrea eficaç secció S1, sotmesa a compressió

Observació: En aquest apartat s'ha comprovat el fenomen d'abonyegament començant per l'ànima i després s'han comprovat les ales. En el cas d'una secció bisimètrica sotmesa tan sols a esforç de compressió, l'ordre de comprovació no afecta al resultat, ja que com la reducció de secció eficaç és simètrica, la posició del baricentre no es veu afectada.

No obstant, en el cas d'una secció (una secció on les ales siguin classe 4) sotmesa a un moment flector, o flexo - compressió, l'ordre de comprovació és l'invers. És a dir, primer s'estudia el comportament de l'ala comprimida, es recalcula el baricentre, i després es comprova l'ànima. Això es deu a que la reducció de l'amplada eficaç de l'ala comprimida provoca el desplaçament del baricentre de la secció, i amb ell, una nova distribució de tensions sobre la secció, que afecta al càlcul de la seva capacitat resistent.

- *Comprovació resistència segons ELU CF 49* ($N_{Ed} = 143{,}9\ KN$, $M_{y,Ed} = 0\ KN \cdot m$)

Comprovació de la resistència de secció transversal (Classe 4):

$$\Gamma_{\mathrm{Rk}}(\mathrm{N_{Ed}}, \mathrm{M_{y,Ed}}, \mathrm{N_{Rk}}, \mathrm{M_{y,Rk}}) \leq 1$$

$$\Gamma_{\mathrm{Rk}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} = \frac{143{,}9\ KN}{2.873{,}39\ KN} = 5 \cdot 10^{-2}$$

❖ SECCIÓ S2

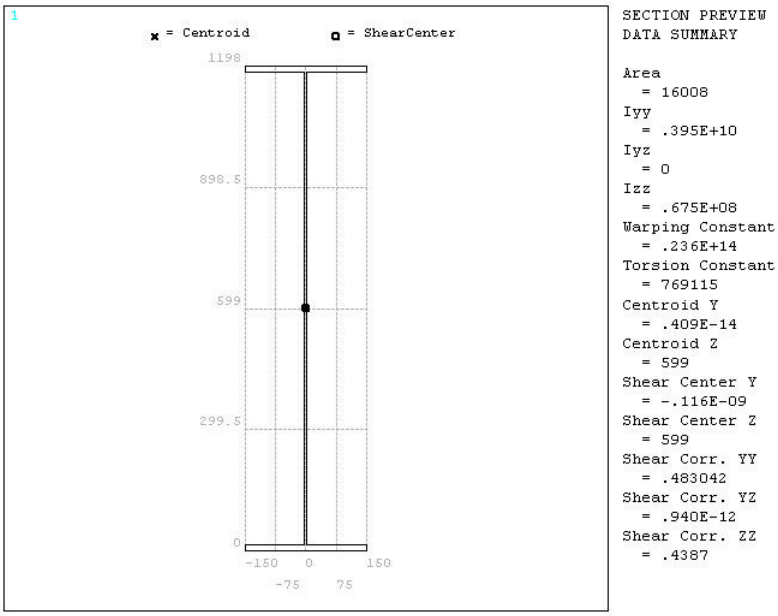

Fig. 6.7 – Dimensions i característiques secció S2

- ***Esforç normal N a compressió***

➢ *Classificació de la secció sotmesa a un esforç normal N, a compressió*

(EC-3 part 1.1 **[2]**, punt 5.6, taula 5.2):

Ànima: L'esveltesa de l'ànima és $c/t_w = 1168/6 = 194{,}67$

$$c/t_w = 194{,}67 > 42 \cdot \varepsilon = 38{,}64 \Rightarrow Classe\ 4$$

Ala: L'esveltesa de l'ala és $c/t_f = (150 - 6/2)/15 = 9{,}8$

$$c/t_f = 9{,}8 \leq 14 \cdot \varepsilon = 12{,}88 \Rightarrow Classe\ 3$$

Així doncs, la secció S2 és **CLASSE 4**. La verificació de l'element es basarà en la resistència eficaç de la secció transversal.

➢ *Càlcul de l'amplada eficaç de l'ànima, com element intern:*

Es tracta d'una secció sotmesa a una tensió normal constant en tota la secció, motiu pel qual el valor de la relació de tensions és:

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{275}{275} = 1$$

A partir d'aquest valor, s'obté el coeficient d'abonyegament, $K_\sigma = 4{,}0$ (EC-3, Part 1.5 **[6]**, Taula 4.1), i considerant les dimensions de la secció, $\overline{b} = d = 1168\,mm$, es procedeix al càlcul de la secció eficaç de l'ànima (EC-3, Part 1.5 **[6]**, Taula 4.4.(2)).

Esveltesa relativa de l'element comprimit, on $\overline{b} = b$ en elements interns:

$$\overline{\lambda_\rho} = \frac{\overline{b}/t}{28{,}4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{K_{\sigma 1}}} = \frac{1168/6}{28{,}4 \cdot 0{,}92 \cdot \sqrt{4{,}0}} = 3{,}73$$

Factor de reducció per a l'ànima: (EC-3, Part 1.5 **[6]**, Taula 4.4.(2), fórmula 4.2).

$$\rho = \frac{\overline{\lambda_\rho} - 0{,}055 \cdot (3 + \psi)}{\overline{\lambda_\rho}^2} = \frac{3{,}73 - 0{,}055 \cdot (3 + 1)}{3{,}73^2} = 0{,}253$$

$\Longrightarrow$ El 25,26 % de la secció (en quan a l'ànima) és eficaç.

Amplada eficaç:

$$b_{eff} = \rho \cdot \overline{b} = 0{,}253 \cdot 1168 = 295{,}02\,mm$$

Que es distribueix simètricament tal com es representa a la figura 6.9.

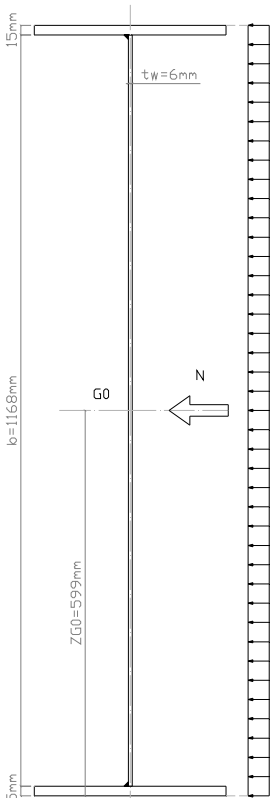

Fig. 6.8 - S2 sotmesa a compressió

- *<u>Càlcul de l'amplada eficaç de les dues ales comprimides,com element extern:</u>*

De la mateixa manera que en el cas anterior, al tractar-se d'una secció en que les ales són de classe 3, sabem ja, que totes dues ales seran eficaces. De totes formes procedim al càlcul per tel de corroborar-ho numèricament.

A partir del mateix valor de relació de tensions ($\psi = \sigma_2/\sigma_1 = 1$), s'obté un coeficient d'abonyegament diferent, $K_\sigma = 0{,}43$, al tractar-se d'un element extern (EC-3, Part 1.5 **[6]**, Taula 4.2).

Considerant les dimensions de la secció, $\overline{b} = c = 150 - 6/2 = 147\ mm$

Esveltesa relativa de l'element comprimit, $\overline{b} = c$ en elements externs:

$$\overline{\lambda_\rho} = \frac{\overline{b}/t}{28{,}4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{K_{\sigma 1}}} = \frac{147/15}{28{,}4 \cdot 0{,}92 \cdot \sqrt{0{,}43}} = 0{,}572$$

Factor de reducció, que per al cas d'un element extern, la norma estableix la següent expressió (EC-3, Part 1.5 **[6]**, Punt 4.4.(2), fórmula (4.3)):

$$\rho = \frac{\overline{\lambda_\rho} - 0{,}188}{\overline{\lambda_\rho}^2} = \frac{0{,}572 - 0{,}188}{0{,}572^2} = 1{,}174 \Longrightarrow \rho = 1$$

Amplada eficaç:

$$c_{eff} = \rho \cdot c = 1 \cdot 147 = 147\ mm$$

Amplada eficaç de l'ala completa:

$$2 \cdot c_{eff} + t_w = 2 \cdot 147 + 6 = 300\ mm$$

Finalment l'àrea eficaç total de la secció bisimètrica és:

$$A_{eff} = 2 \cdot (300 \cdot 15) + 295{,}02 \cdot 6 = 10.770{,}12\ mm^2$$

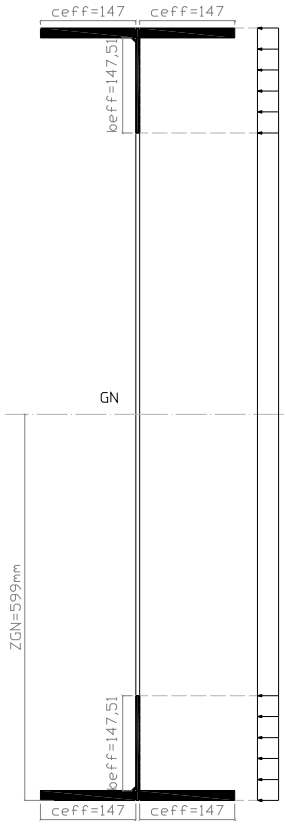

Fig. 6.9 - Àrea eficaç S2, sotmesa a compressió

Esforç normal resistent característic, N_{Rk}:

$$N_{Rk} = f_y \cdot A_{eff} = 275\ N/mm^2 \cdot 10.770{,}12\ mm^2$$
$$= 2.961.782{,}5\ N = 2.961{,}78\ KN$$

- ***<u>Moment flector M_y</u>***

  - *<u>Classificació de la secció sotmesa a un moment flector M_y</u>*

(EC-3, Part 1.1 **[2]**, Punt 5.6, Taula 5.2):

Ànima: L'esveltesa de l'ànima és $c/t_w = 1168/6 = 194{,}67$

$c/t_w = 194{,}67 > 124 \cdot \varepsilon = 114{,}08 \Rightarrow Classe\ 4$

Ala: L'esveltesa de l'ala és $c/t_f = (150 - 6/2)/15 = 9{,}8$

$$c/t_f = 9{,}8 \leq 14 \cdot \varepsilon = 12{,}88 \Rightarrow Classe\ 3$$

Així doncs, la secció S2 és **CLASSE 4**. La verificació de l'element es basarà en la resistència eficaç de la secció transversal.

Ara tenim una secció sotmesa a un moment flector segons y-y, que provoca compressions (positives) a l'ala superior i traccions (negatives) a l'inferior. Les traccions no provoquen fenòmens d'inestabilitat (abonyegament), el que significa que no és necessari el seu estudi doncs tota la part de la secció que estigui traccionada serà eficaç. No obstant, normalment s'ha d'estudiar el comportament de la zona comprimida, però en aquest cas, en tractar-se d'ales de classe 3, també la part comprimida serà completament eficaç.

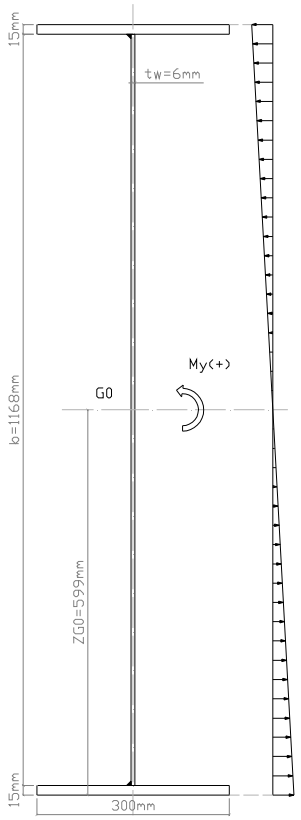

Fig. 6.10 - S2 sotmesa a moment

- *<u>Càlcul de l'amplada eficaç de l'ala superior, comprimida (element extern):</u>*

No és necessari repetir el càlcul de l'amplada eficaç de l'ala comprimida, doncs és el mateix que l' obtingut en l'apartat anterior (amplada eficaç de l'ala: $2 \cdot c_{eff} + t_w = 2 \cdot 147 + 6 = 300\ mm$). És cert que la tensió varia linealment en la direcció del gruix de l'ala, però per tal de simplificar els càlculs, a efectes pràctics es considera constant en gruix i longitud, y de valor $f_y = 275\ N/mm^2$.

- *<u>Càlcul de l'amplada eficaç de la part de l'ànima que està comprimida (element intern):</u>*

Donada la distribució de tensions i la classe de l'ànima, podem estar segurs de que aquesta (l'ànima) no serà completament eficaç, fenomen que farà canviar la situació del baricentre de la secció. Al modificar-se la posició del baricentre, varia l'excentricitat, l'àrea eficaç de la secció, i la distribució de tensions (amb eix neutre en el nou baricentre), amb el que s'entra en un procés iteratiu per calcular l'amplada eficaç de l'ànima. La norma obliga a refer els

càlculs un mínim de tres iteracions a no ser que la solució convergeixi abans de la tercera iteració.

1ª ITERACIÓ:

Es tracta d'una secció sotmesa a flexió pura, fet que dóna lloc a una distribució de tensions completament simètrica, motiu pel qual el valor de la relació de tensions és:

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = -1$$

El coeficient d'abonyegament, K_σ, per $\psi = -1$, és $K_\sigma = 23{,}9$ segons (EC-3, Part 1.5 **[6]**, Taula 4.1).

Esveltesa relativa de l'element comprimit, on $\overline{b} = b$ en elements interns:

$$\overline{\lambda_\rho} = \frac{\overline{b}/t}{28{,}4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{K_{\sigma 1}}} = \frac{1168/6}{28{,}4 \cdot 0{,}92 \cdot \sqrt{23{,}9}} = 1{,}524$$

Factor de reducció per a l'ànima: (EC-3, Part 1.5 **[6]**, Taula 4.4.(2), fórmula 4.2).

$$\rho = \frac{\overline{\lambda_\rho} - 0{,}055 \cdot (3 + \psi)}{\overline{\lambda_\rho}^2} = \frac{1{,}524 - 0{,}055 \cdot (3 - 1)}{1{,}524^2} = 0{,}609$$

$\Longrightarrow$ El 60,88 % de la secció (en quan a l'ànima) és eficaç.

Amplada eficaç:

$$b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot \frac{\overline{b}}{1 - \psi} = 0{,}609 \cdot \frac{1168}{1 - (-1)} = 355{,}54\ mm$$

Que, al tractar-se d'una flexió, es reparteix en dues zones diferents de la part comprimida de l'ànima:

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

On: $b_{e1} = 0{,}4 \cdot b_{eff} = 0{,}4 \cdot 355{,}54 = 142{,}22\ mm$

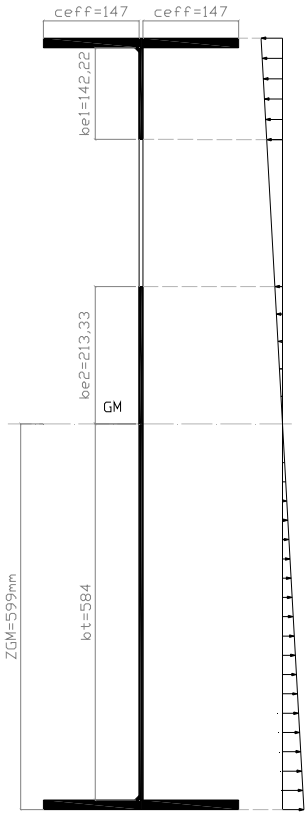

Fig. 6.11 - S2, Resultats 1ª iteració

$$b_{e2} = 0{,}6 \cdot b_{eff} = 0{,}6 \cdot 355{,}54 = 213{,}33\ mm$$

$$b_t = b - b_c = 1168 - 1168/2 = 584\ mm$$

La reducció de l'amplada eficaç de l'ànima obliga a recalcular el nou baricentre de la secció ja que l'àrea ha variat. La seva posició, s'obté prenent moments estàtics respecte la fibra inferior.

$$\sum A_{eff-i} \cdot Z_i = Z_{GM} \cdot A_{eff-Total} \qquad \text{(Eq. 6.6)}$$

$$Z_{GM} = \frac{\sum A_{eff-i} \cdot Z_i}{A_{eff-Total}}$$

$$= \frac{300 \cdot 15 \cdot \left(\frac{15}{2} + 1168 + 15\right) + b_{e1} \cdot 6 \cdot \left(15 + 1168 - \frac{b_{e1}}{2}\right) + (b_{e2} + b_t) \cdot 6 \cdot \left(15 + \frac{(b_{e2} + b_t)}{2}\right) + 300 \cdot 15 \cdot \frac{15}{2}}{300 \cdot 15 + b_{e1} \cdot 6 + (b_{e2} + b_t) \cdot 6 + 300 \cdot 15}$$

$$= 568{,}33\ mm$$

Així doncs, el nou baricentre de la secció modificada, Z_{GM}, té una nova excentricitat:

$$e_M = Z_{G0} - Z_{GM} = 599 - 568{,}33 = 30{,}67\ mm$$

No serà necessari repetir el càlcul de l'amplada eficaç de l'ala comprimida, doncs serà el mateix que l' obtingut en l'apartat anterior. Per aquest problema en concret, això sempre serà així donat que el baricentre baixa la seva posició, amb la qual cosa la tensió de l'ala superior (comprimida) serà constant i de valor f_y, i la de l'ala inferior (traccionada) disminuirà al ser la més pròxima al nou baricentre.

2ª ITERACIÓ:

Les noves tensions $\sigma_1^{'}$ i $\sigma_2^{'}$ s'obtenen a través de relacions geomètriques:

$$\sigma_2^{'} = f_y \cdot \frac{(Z_{GM} - 15)}{(584 + 15 + e_M)} = 275 \cdot \frac{(568{,}33 - 15)}{(584 + 15 + 30{,}67)} = 241{,}66\ N/mm^2$$

tracció (-)

$$\sigma_1^{'} = f_y \cdot \frac{(584 + e_M)}{(584 + 15 + e_M)} = 275 \cdot \frac{(584 + 30{,}67)}{(584 + 15 + 30{,}67)} = 268{,}45\ N/mm^2$$

compressió (+)

$$\psi' = \frac{\sigma_2'}{\sigma_1'} = \frac{-241{,}66}{268{,}45} = -0{,}90$$

El coeficient d'abonyegament, K_σ', per a $0 > \psi > -1$, es determina segons la següent expressió (EC-3, Part 1.5 **[6]**, Taula 4.1):

$$K_\sigma' = 7{,}81 - 6{,}29 \cdot \psi' + 9{,}78 \cdot \psi'^2 = 7{,}81 - 6{,}29 \cdot (-0{,}9) + 9{,}78 \cdot (-0{,}9)^2 = 21{,}40$$

Aquest valor és inferior al cas de flexió pura ($K_\sigma = 23{,}9$) ja que el desplaçament del baricentre provoca una distribució de tensions pròpia d'un cas de flexo - compressió. En aquest cas, l'existència d'un esforç normal en la secció (o per al cas que s'estudia, una geometria que provoca els mateixos efectes) suposa un estat de tensions menys favorable, ja que augmenten les tensions de compressió (desfavorables) i disminueixen les de tracció (favorables).

La norma permet utilitzar la tensió de compressió màxima (σ_{com}).

$$\sqrt{\frac{235}{\sigma_{com}}} \text{ en lloc de } \varepsilon$$

Proporcionant uns càlculs més exactes, però més complicats i amb diferències mínimes en els resultats. No obstant, la norma també permet utilitzar en el seu lloc la tensió de límit elàstic, a favor de la seguretat, amb el que es simplifica el càlcul de la secció eficaç, sobretot si es tenen que fer diverses iteracions. Així doncs:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Tan sols en el cas d'una comprovació de E.L.S. i no de E.L.U., en el que les tensions de compressió siguin considerablement inferiors a las del límit elàstic, resulta interessant utilitzar la primera expressió en lloc de la segona (que en aquest cas seria massa conservadora), actualitzant en cada iteració el valor de la tensió màxima de compressió, σ_{com}.

Esveltesa relativa de l'element comprimit, on $\overline{b} = b$ en elements interns:

$$\overline{\lambda_\rho}' = \frac{\overline{b}/t}{28{,}4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{K_\sigma'}} = \frac{1168/6}{28{,}4 \cdot 0{,}92 \cdot \sqrt{21{,}40}} = 1{,}611$$

Factor de reducció per a l'ànima: (EC-3, Part 1.5 **[6]**, Taula 4.4.(2), fórmula 4.2).

$$\rho' = \frac{\overline{\lambda_\rho}' - 0{,}055 \cdot (3 + \psi')}{\overline{\lambda_\rho}'^2} = \frac{1{,}611 - 0{,}055 \cdot (3 - 0{,}9)}{1{,}611^2} = 0{,}576$$

⟹ El 57,63 % de la secció (en quan a l'ànima) és eficaç.

Amplada eficaç:

$$b_{eff}' = \rho' \cdot b_c' = \rho' \cdot \frac{\overline{b}}{1 - \psi'} = 0{,}576 \cdot \frac{1168}{1 - (-0{,}9)} = 354{,}30\ mm$$

Que, al tractar-se d'una flexió, es reparteix en dues zones diferents de la part comprimida de l'ànima:

$$b_{eff}' = b_{e1}' + b_{e2}'$$

On: $b_{e1}' = 0{,}4 \cdot b_{eff}' = 0{,}4 \cdot 354{,}30 = 141{,}72\ mm$

$$b_{e2}' = 0{,}6 \cdot b_{eff}' = 0{,}6 \cdot 354{,}30 = 212{,}58\ mm$$

$$b_t' = b - b_c' = 1168 - \frac{1168}{1 - (-0{,}9)} = 553{,}33\ mm$$

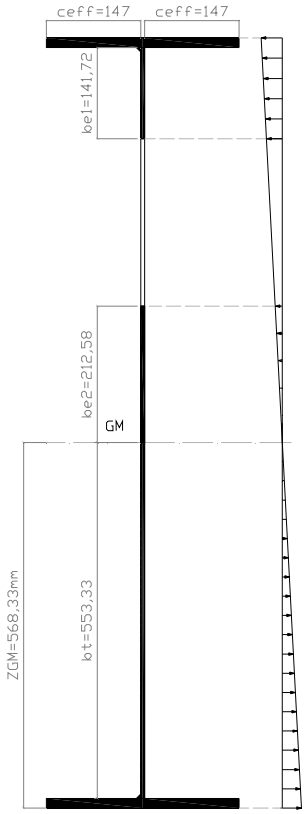

Fig. 6.12 - S2, Resultats 2ª iteració

Nou baricentre de la secció:

$$Z_{GM}' = \frac{\sum A_{eff-i}' \cdot Z_i'}{A_{eff-Total}'}$$

$$= \frac{300 \cdot 15 \cdot \left(\frac{15}{2} + 1168 + 15\right) + b_{e1}' \cdot 6 \cdot \left(15 + 1168 - \frac{b_{e1}'}{2}\right) + (b_{e2}' + b_t') \cdot 6 \cdot \left(15 + \frac{(b_{e2}' + b_t')}{2}\right) + 300 \cdot 15 \cdot \frac{15}{2}}{300 \cdot 15 + b_{e1}' \cdot 6 + (b_{e2}' + b_t') \cdot 6 + 300 \cdot 15}$$

$$= 565{,}24\ mm$$

Així doncs, el nou baricentre de la secció modificada, $Z_{GM}^{'}$, té una nova excentricitat:

$$e_M^{'} = Z_{G0} - Z_{GM}^{'} = 599 - 565{,}24 = 33{,}76\ mm$$

3ª ITERACIÓ:

La tercera iteració es fa seguint els mateixos passos, considerant la nova posició del baricentre. La normativa EC-3 considera que amb tres iteracions ja s'aconsegueixen uns resultats suficientment precisos per a donar-los com a vàlids.

Les noves tensions $\sigma_1^{''}$ i $\sigma_2^{''}$ s'obtenen d'igual manera, a través de relacions geomètriques:

$$\sigma_2^{''} = f_y \cdot \frac{\left(Z_{GM}^{'} - 15\right)}{\left(584 + 15 + e_M^{'}\right)} = 275 \cdot \frac{(565{,}24 - 15)}{(584 + 15 + 33{,}76\ )} = 239{,}14\ \ N/mm^2$$

tracció (-)

$$\sigma_1^{''} = f_y \cdot \frac{\left(584 + e_M^{'}\right)}{\left(584 + 15 + e_M^{'}\right)} = 275 \cdot \frac{(584 + 33{,}76\ )}{(584 + 15 + 33{,}76\ )} = 268{,}48\ \ N/mm^2$$

compressió (+)

$$\psi^{''} = \frac{\sigma_2^{''}}{\sigma_1^{''}} = \frac{-239{,}14}{268{,}48} = -0{,}89$$

El nou coeficient d'abonyegament, $K_\sigma^{''}$, per a $0 > \psi > -1$, per a l'ànima:

$$K_\sigma^{''} = 7{,}81 - 6{,}29 \cdot \psi^{''} + 9{,}78 \cdot \psi^{''2} = 7{,}81 - 6{,}29 \cdot (-0{,}89) + 9{,}78 \cdot (-0{,}89)^2 = 21{,}16$$

Esveltesa relativa de l'element comprimit, on $\overline{b} = b$ en elements interns:

$$\overline{\lambda_\rho}^{''} = \frac{\overline{b}/t}{28{,}4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{K_\sigma^{''}}} = \frac{1168/6}{28{,}4 \cdot 0{,}92 \cdot \sqrt{21{,}16}} = 1{,}620$$

Factor de reducció per a l'ànima:

$$\rho^{''} = \frac{\overline{\lambda_\rho}^{''} - 0{,}055 \cdot \left(3 + \psi^{''}\right)}{\overline{\lambda_\rho}^{''2}} = \frac{1{,}620 - 0{,}055 \cdot (3 - 0{,}89)}{1{,}620^2} = 0{,}573$$

⟹ El 57,31 % de la secció (en quan a l'ànima) és eficaç.

Amplada eficaç:

$$b_{eff}{}'' = \rho'' \cdot b_c{}'' = \rho'' \cdot \frac{\overline{b}}{1-\psi''} = 0{,}573 \cdot \frac{1168}{1-(-0{,}89)} = 354{,}17\ mm$$

Que, al tractar-se d'una flexió, es reparteix en dues zones diferents de la part comprimida de l'ànima:

$$b_{eff}{}'' = b_{e1}{}'' + b_{e2}{}''$$

On: $b_{e1}{}'' = 0{,}4 \cdot b_{eff}{}'' = 0{,}4 \cdot 354{,}17 = 141{,}67\ mm$

$$b_{e2}{}'' = 0{,}6 \cdot b_{ff}{}'' = 0{,}6 \cdot 354{,}17 = 212{,}50\ mm$$

Longitud de l'ànima que queda per sota de l'eix neutre:

$$b_t{}'' = b - b_c{}'' = 1168 - \frac{1168}{1-(-0{,}89)} = 550{,}24\ mm$$

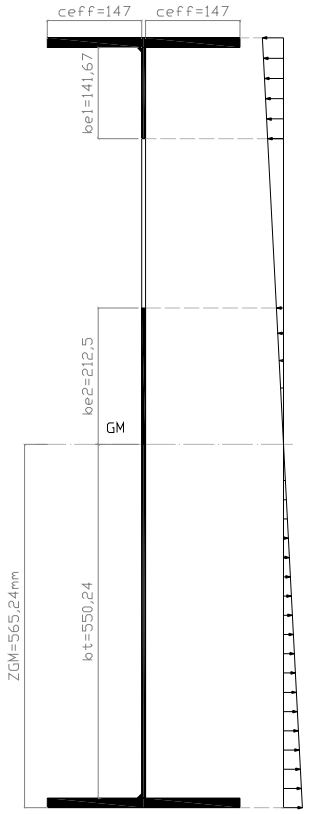

Fig. 6.13 - S2, Resultats 3ª iteració

Nou baricentre de la secció:

$$Z_{GM}'' = \frac{\sum A_{eff-i}'' \cdot Z_i''}{A_{eff-Total}''}$$

$$= \frac{300 \cdot 15 \cdot \left(\frac{15}{2} + 1168 + 15\right) + b_{e1}{}'' \cdot 6 \cdot \left(15 + 1168 - \frac{b_{e1}{}''}{2}\right) + \left(b_{e2}{}'' + b_t{}''\right) \cdot 6 \cdot \left(15 + \frac{\left(b_{e2}{}'' + b_t{}''\right)}{2}\right) + 300 \cdot 15 \cdot \frac{15}{2}}{300 \cdot 15 + b_{e1}{}'' \cdot 6 + \left(b_{e2}{}'' + b_t{}''\right) \cdot 6 + 300 \cdot 15}$$

$$= 564{,}94\ mm$$

Així doncs, el nou baricentre de la secció modificada, Z_{GM}'', té una nova excentricitat:

$$e_M'' = Z_{G0} - Z_{GM}'' = 599 - 564{,}94 = 34{,}06\ mm$$

A la següent taula es mostra com varien els resultats de les 3 primeres iteracions, resumint l'evolució del problema:

	INICI	ITERACIONS		
i	**0**	**1**	**2**	**3**
A_{eff} - Ala superior (mm^2)	300·15	300·15	300·15	300·15
A_{eff} - Ala inferior (mm^2)	300·15	300·15	300·15	300·15
A_{eff} - Ànima (mm^2)	1168·6	939,54·6	907,56·6	904,18·6
A_{eff} - Total (mm^2)	16.008	14.637,2	14.445,4	14.425,1
$b_{e1}\ (mm)$		142,22	141,72	141,67
$b_{e2}\ (mm)$		213,33	212,58	212,50
$b_{eff}\ (mm)$		355,54	354,30	354,17
$b_t\ (mm)$		584	553,33	550,24
$b_{eff} - Total\ (mm)$		939,54	907,56	904,18
$b_c\ (mm)$		584	614,67	617,76
$Z_{GM}\ (mm)$	599	568,33	565,24	564,94
$_M\ (mm)$	0	30,67	33,76	34,06
$\sigma_1\ (N/mm^2)$		268,11	268,45	268,48
$\sigma_2\ (N/mm^2)$		-268,11	-241,66	-239,14
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$		-1	-0,9	-0,89
K_σ		23,9	21,40	21,16
λ_ρ		1,524	1,611	1,620
ρ		0,609	0,576	0,573

Taula 6.2 – Comparativa de resultats per cadascuna de les iteracions

Els valors obtinguts al final de la tercera iteració de la posició del baricentre, $Z_{GM}^{''}$, i de l'excentricitat, $e_M^{''}$, són:

$$Z_{GM}^{''} = 564{,}94\ mm$$

$$e_M^{''} = 34{,}06\ mm$$

Aquests valors són els que es considerarien per a realitzar una quarta iteració. Geomètricament, però, no coincideixen amb els valors $b_{e1}{}^{''}$, $b_{e2}{}^{''}$ i $b_t{}^{''}$ ja que aquests han estat calculats a partir del baricentre $Z_{GM}^{'}$. Lògicament, si es realitzessin més iteracions, aquests valors convergirien en un resultat final exacte i coherent amb la iteració en curs, però aquests són ja molt precisos ja que l'error entre $Z_{GM}^{'}$ i $Z_{GM}^{''}$ és tan sols del 0,05%.

A continuació es procedeix a calcular les característiques mecàniques de la secció eficaç.

Per facilitar el càlcul de les característiques mecàniques es completa la següent taula:

Element	A_{ieff}	$Z_i^{''}$ (mm)	$A_{ieff} \cdot \left(Z_i^{''} - Z_{GM}^{''}\right)^2$	$1/12 \cdot b_i \cdot h_i^3$
(4) Ala superior	300·15	1190,5	1.760.963.911,2	84.375
(3) $b_{e1}^{''}$	141,67·6	1112,17	254.547.561,2	1.421.685
(2) $b_t^{''} + b_{e2}^{''}$	762,51·6	396,26	130.173.918,7	221.669.854,02
(1) Ala inferior	300·15	7,5	1.398.327.091,2	84.375
TOTAL	14.425,1 mm^2	-	3.544.012.482,3 mm^4	223.260.289,02 mm^4

Taula 6.3 – Característiques secció S2

Moment d'inèrcia eficaç, (T. de Steiner):

$$I_{eff,y} = \sum \left(\frac{1}{12} \cdot b_i \cdot h_i^3 + A_{ieff} \cdot \left(Z_i^{''} - Z_{GM}^{''}\right)^2\right) = 223.260.289{,}02 + 3.544.012.482{,}3$$
$$= 3.767.272.771.32$$

Mòdul resistent eficaç, $W_{eff,y}(1)$, respecte a la fibra superior (1):

$$W_{eff,y}(1) = \frac{I_{eff,y}}{Z_{max}(1)} = \frac{3.767.272.771.32\ mm^4}{(1198 - 564{,}94)mm} = 5.950.893{,}71\ mm^3 = W_{y,min}$$

Mòdul resistent eficaç, $W_{eff,y}(2)$, respecte a la fibra inferior (2):

$$W_{eff,y}(2) = \frac{I_{eff,y}}{Z_{max}(2)} = \frac{3.767.272.771.32\ mm^4}{564{,}94\ mm} = 6.668.447{,}60\ mm^3$$

El valor de càlcul serà el menor dels dos anteriors. Així doncs:

$$W_{eff,y} = 5.950.893{,}71\ mm^3$$

Moment resistent característic, $M_{y,Rk}$:

$$M_{y,Rk} = f_y \cdot W_{eff,y} = 275\ N/mm^2 \cdot 5.950.893{,}71\ mm^3 = 1.636.495.769\ N \cdot mm$$
$$= 1.636.495{,}8\ KN \cdot mm$$

- *<u>Comprovació de la resistència de secció transversal (Classe 4):</u>*

$$\Gamma_{Rk}\left(N_{Ed}, M_{y,Ed}, N_{Rk}, M_{y,Rk}\right) \leq 1$$

-Segons ELU CF 9 ($N_{Ed} = 110{,}3\ KN$, $M_{y,Ed} = 503{,}4\ KN \cdot m$)

$$\Gamma_{\mathrm{Rk}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}} = \frac{110{,}3\ KN}{2.961{,}78\ KN} + \frac{503{,}4\ KN \cdot m}{1.636{,}50\ KN \cdot m} = 3{,}724 \cdot 10^{-2} + 0{,}308 = 0{,}3449$$

-Segons ELU CF 49 ($N_{Ed} = 132{,}5\ KN$, $M_{y,Ed} = 444{,}3\ KN \cdot m$)

$$\Gamma_{\mathrm{Rk}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}} = \frac{132{,}5\ KN}{2.961{,}78\ KN} + \frac{444{,}3\ KN \cdot m}{1.636{,}50\ KN \cdot m} = 4{,}474 \cdot 10^{-2} + 0{,}272 = 0{,}3162$$

- ***Comprovació resistència biga***

Tenint en compte que el material utilitzat per tot la biga és el mateix, trobem que:

$$\text{Acer S275} \Longrightarrow \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/275} = 0{,}92$$

❖ **SECCIÓ S3**

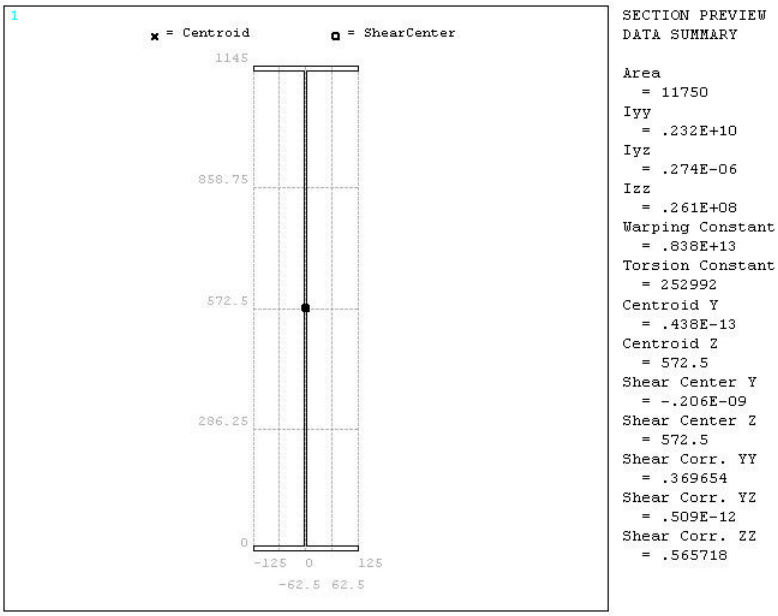

Fig. 6.14 – Dimensions i característiques secció S3

- ***Esforç normal N a compressió:***

➢ *Classificació de la secció sotmesa a un esforç normal N, a compressió*

(EC-3 part 1.1 **[2]**, punt 5.6, taula 5.2):

Ànima: L'esveltesa de l'ànima és $c/t_w = 1125/6 = 187{,}5$

$$c/t_w = 187{,}5 > 42 \cdot \varepsilon = 38{,}64 \Rightarrow Classe\ 4$$

Ala: L'esveltesa de l'ala és $c/t_f = (125 - 6/2)/10 = 12{,}2$

$$c/t_f = 12{,}2 \leq 14 \cdot \varepsilon = 12{,}88 \Rightarrow Classe\ 3$$

Així doncs, la secció S3 és **CLASSE 4**. La verificació de l'element es basarà en la resistència eficaç de la secció transversal.

- *Càlcul de l'amplada eficaç de l'ànima, com element intern:*

Es tracta d'una secció sotmesa a una tensió normal constant en tota la secció, motiu pel qual el valor de la relació de tensions és:

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{275}{275} = 1$$

A partir d'aquest valor, s'obté el coeficient d'abonyegament, $K_\sigma = 4{,}0$ (EC-3, Part 1.5 **[6]**, Taula 4.1), i considerant les dimensions de la secció, $\overline{b} = d = 1125\ mm$, es procedeix al càlcul de la secció eficaç de l'ànima (EC-3, Part 1.5 **[6]**, Taula 4.4.(2)).

Esveltesa relativa de l'element comprimit, on $\overline{b} = b$ en elements interns:

$$\overline{\lambda_\rho} = \frac{\overline{b}/t}{28{,}4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{K_{\sigma 1}}} = \frac{1125/6}{28{,}4 \cdot 0{,}92 \cdot \sqrt{4{,}0}} = 3{,}59$$

Factor de reducció per a l'ànima: (EC-3, Part 1.5 **[6]**, Taula 4.4.(2), fórmula 4.2).

$$\rho = \frac{\overline{\lambda_\rho} - 0{,}055 \cdot (3 + \psi)}{\overline{\lambda_\rho}^2} = \frac{3{,}59 - 0{,}055 \cdot (3 + 1)}{3{,}59^2} = 0{,}262$$

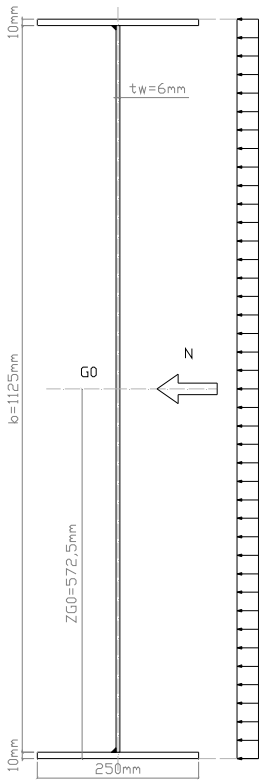

Fig. 6.15 - S3 sotmesa a compressió

⟹ El 26,16 % de la secció (en quan a l'ànima) és eficaç.

Amplada eficaç:

$$b_{eff} = \rho \cdot \overline{b} = 0{,}262 \cdot 1125 = 294{,}31\ mm$$

Que es distribueix simètricament tal com es representa a la figura 6.16.

- *Càlcul de l'amplada eficaç de les dues ales comprimides, com element extern:*

De la mateixa manera que en el cas anterior, al tractar-se d'una secció en que les ales són de classe 3, sabem ja, que totes dues ales seran eficaces. De totes formes procedim al càlcul per tel de corroborar-ho numèricament.

A partir del mateix valor de relació de tensions ($\psi = \sigma_2/\sigma_1 = 1$), s'obté un coeficient d'abonyegament diferent, $K_\sigma = 0{,}43$, al tractar-se d'un element extern (EC-3, Part 1.5 **[6]**, Taula 4.2).

Considerant les dimensions de la secció, $\overline{b} = c = 125 - 6/2 = 122\ mm$

Esveltesa relativa de l'element comprimit, $\overline{b} = c$ en elements externs:

$$\overline{\lambda_\rho} = \frac{\overline{b}/t}{28{,}4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{K_{\sigma 1}}} = \frac{122/10}{28{,}4 \cdot 0{,}92 \cdot \sqrt{0{,}43}} = 0{,}712$$

Factor de reducció, que per al cas d'un element extern, la norma estableix la següent expressió (EC-3, Part 1.5 **[6]**, Punt 4.4.(2), fórmula (4.3)):

$$\rho = \frac{\overline{\lambda_\rho} - 0{,}188}{\overline{\lambda_\rho}^2} = \frac{0{,}712 - 0{,}188}{0{,}712^2} = 1{,}034 \Longrightarrow \rho = 1$$

Amplada eficaç:

$$c_{eff} = \rho \cdot c = 1 \cdot 122 = 122\ mm$$

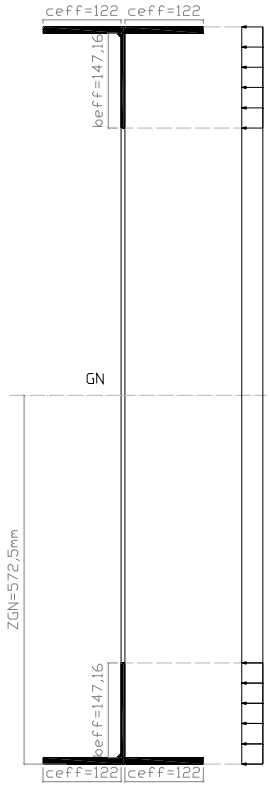

Fig. 6.16 - Àrea eficaç S3, sotmesa a compressió

Amplada eficaç de l'ala completa:

$$2 \cdot c_{eff} + t_w = 2 \cdot 122 + 6 = 250\ mm$$

Finalment l'àrea eficaç total de la secció bisimètrica és:

$$A_{eff} = 2 \cdot (250 \cdot 10) + 294{,}31 \cdot 6 = 6.765{,}87\ mm^2$$

Esforç normal resistent característic, N_{Rk}:

$$N_{Rk} = f_y \cdot A_{eff} = 275\ N/mm^2 \cdot 6.765{,}87\ \ mm^2 = 1.860.614{,}7\ N = 1.860{,}62\ KN$$

- ***Moment flector M_y:***

➢ *Classificació de la secció sotmesa a un moment flector M_y*

(EC-3, Part 1.1 **[2]**, Punt 5.6, Taula 5.2):

Ànima: L'esveltesa de l'ànima és $c/t_w = 1125/6 = 187{,}5$

$$c/t_w = 187{,}5 > 124 \cdot \varepsilon = 114{,}08 \Rightarrow Classe\ 4$$

Ala: L'esveltesa de l'ala és $c/t_f = (125 - 6/2)/10 = 12{,}2$

$$c/t_f = 12{,}2 \leq 14 \cdot \varepsilon = 12{,}88 \Rightarrow Classe\ 3$$

Així doncs, la secció S3 és **CLASSE 4**. La verificació de l'element es basarà en la resistència eficaç de la secció transversal.

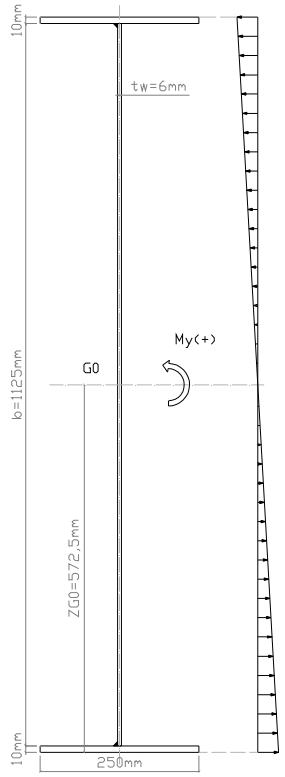

Fig. 6.17 – S3 sotmesa a moment

Ara tenim una secció sotmesa a un moment flector segons y-y, que provoca compressions (positives) a l'ala superior i traccions (negatives) a l'inferior. Les traccions no provoquen fenòmens d'inestabilitat (abonyegament), el que significa que no és necessari el seu estudi doncs tota la part de la secció que estigui traccionada serà eficaç. Normalment s'ha d'estudiar el comportament de la zona comprimida, però en aquest cas, en tractar-se d'ales de classe 3, també la part comprimida serà completament eficaç.

➢ *Càlcul de l'amplada eficaç de l'ala superior, comprimida (element extern):*

No és necessari repetir el càlcul de l'amplada eficaç de l'ala comprimida, doncs és el mateix que l'obtingut en l'apartat anterior ($2 \cdot c_{eff} + t_w = 2 \cdot 122 + 6 = 250\ mm$).

- *Càlcul de l'amplada eficaç de la part de l'ànima que està comprimida (element intern):*

De la mateixa manera que en el cas de la secció S2, donada la distribució de tensions i la classe de l'ànima, podem estar segurs de que aquesta (l'ànima) no serà completament eficaç, fenomen que farà canviar la situació del baricentre de la secció.

1ª ITERACIÓ:

Es tracta d'una secció sotmesa a flexió pura, fet que dóna lloc a una distribució de tensions completament simètrica, motiu pel qual el valor de la relació de tensions és:

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = -1$$

El coeficient d'abonyegament, K_σ, per $\psi = -1$, és $K_\sigma = 23{,}9$ segons (EC-3, Part 1.5 **[6]**, Taula 4.1).

Esveltesa relativa de l'element comprimit, on $\overline{b} = b$ en elements interns:

$$\overline{\lambda_\rho} = \frac{\overline{b}/t}{28{,}4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{K_{\sigma 1}}} = \frac{1125/6}{28{,}4 \cdot 0{,}92 \cdot \sqrt{23{,}9}} = 1{,}468$$

Factor de reducció per a l'ànima: (EC-3, Part 1.5 **[6]**, Taula 4.4.(2), fórmula 4.2).

$$\rho = \frac{\overline{\lambda_\rho} - 0{,}055 \cdot (3 + \psi)}{\overline{\lambda_\rho}^2} = \frac{1{,}468 - 0{,}055 \cdot (3 - 1)}{1{,}468^2} = 0{,}630$$

$\Longrightarrow$ El 63,02 % de la secció (en quan a l'ànima) és eficaç.

Amplada eficaç:

$$b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot \frac{\overline{b}}{1 - \psi} = 0{,}630 \cdot \frac{1125}{1 - (-1)} = 354{,}49\ mm$$

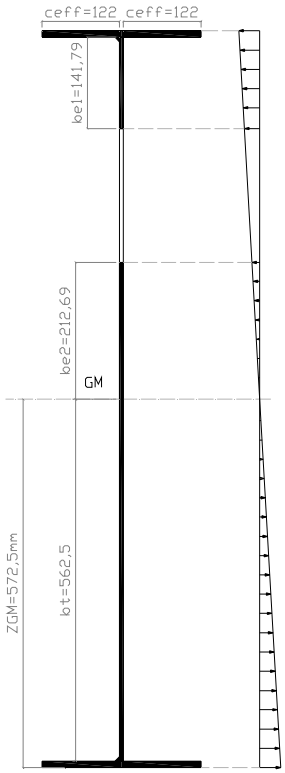

Fig. 6.18 - S3, Resultats 1ª iteració

Que, al tractar-se d'una flexió, es reparteix en dues zones diferents de la part comprimida de l'ànima:

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

On: $b_{e1} = 0{,}4 \cdot b_{eff} = 0{,}4 \cdot 354{,}49 \ = 141{,}79\, mm$

$b_{e2} = 0{,}6 \cdot b_{eff} = 0{,}6 \cdot 354{,}49 \ = 212{,}69\, mm$

$$b_t = b - b_c = 1125 - 1125/2 = 562{,}5\, mm$$

La reducció de l'amplada eficaç de l'ànima obliga a recalcular el nou baricentre de la secció ja que l'àrea ha variat. La seva posició, s'obté prenent moments estàtics respecte la fibra inferior.

$$Z_{GM} = \frac{\sum A_{eff-i} \cdot Z_i}{A_{eff-Total}}$$

$$= \frac{250 \cdot 10 \cdot \left(\frac{10}{2} + 1125 + 10\right) + b_{e1} \cdot 6 \cdot \left(10 + 1125 - \frac{b_{e1}}{2}\right) + (\, b_{e2} + b_t) \cdot 6 \cdot \left(10 + \frac{(\, b_{e2} + b_t)}{2}\right) + 250 \cdot 10 \cdot \frac{10}{2}}{250 \cdot 10 + b_{e1} \cdot 6 + (\, b_{e2} + b_t) \cdot 6 + 250 \cdot 10}$$

$$= 534{,}86\, mm$$

Així doncs, el nou baricentre de la secció modificada, Z_{GM}, té una nova excentricitat:

$$e_M = Z_{G0} - Z_{GM} = 572{,}5 - 534{,}86 = 37{,}64\, mm$$

No serà necessari repetir el càlcul de l'amplada eficaç de l'ala comprimida, doncs serà el mateix que l' obtingut en l'apartat anterior.

2ª ITERACIÓ:

Les noves tensions $\sigma_1^{'}$ i $\sigma_2^{'}$ s'obtenen a través de relacions geomètriques:

$$\sigma_2^{'} = f_y \cdot \frac{(Z_{GM} - 10)}{(562{,}5 + 10 + e_M)} = 275 \cdot \frac{(534{,}86 \ - 10)}{(562{,}5 + 10 + 37{,}64)} = 236{,}56 \ N/mm^2$$

tracció (-)

$$\sigma_1^{'} = f_y \cdot \frac{(562{,}5 + e_M)}{(562{,}5 + 10 + e_M)} = 275 \cdot \frac{(562{,}5 + 37{,}64)}{(562{,}5 + 10 + 37{,}64)} = 270{,}50 \ N/mm^2$$

compressió (+)

$$\psi' = \frac{\sigma_2'}{\sigma_1'} = \frac{-236{,}56}{270{,}50} = -0{,}88$$

El coeficient d'abonyegament, K_σ', per a $0 > \psi > -1$, es determina segons la següent expressió (EC-3, Part 1.5 **[6]**, Taula 4.1):

$$\mathrm{K}_\sigma' = 7{,}81 - 6{,}29 \cdot \psi' + 9{,}78 \cdot \psi'^2 = 7{,}81 - 6{,}29 \cdot (-0{,}88) + 9{,}78 \cdot (-0{,}88)^2 = 20{,}79$$

Esveltesa relativa de l'element comprimit, on $\overline{b} = b$ en elements interns:

$$\overline{\lambda_\rho}' = \frac{\overline{b}/t}{28{,}4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{\mathrm{K}_\sigma'}} = \frac{1125/6}{28{,}4 \cdot 0{,}92 \cdot \sqrt{20{,}79}} = 1{,}574$$

Factor de reducció per a l'ànima: (EC-3, Part 1.5 **[6]**, Taula 4.4.(2), fórmula 4.2).

$$\rho' = \frac{\overline{\lambda_\rho}' - 0{,}055 \cdot (3 + \psi')}{\overline{\lambda_\rho}'^2} = \frac{1{,}574 - 0{,}055 \cdot (3 - 0{,}88)}{1{,}574^2} = 0{,}588$$

$\Longrightarrow$ El 58,82 % de la secció (en quan a l'ànima) és eficaç.

Amplada eficaç:

$$b_{eff}' = \rho' \cdot b_c' = \rho' \cdot \frac{\overline{b}}{1 - \psi'} = 0{,}588 \cdot \frac{1125}{1 - (-0{,}88)} = 353{,}00\ mm$$

Que, al tractar-se d'una flexió, es reparteix en dues zones diferents de la part comprimida de l'ànima:

$$b_{eff}' = b_{e1}' + b_{e2}'$$

On: $b_{e1}' = 0{,}4 \cdot b_{eff}' = 0{,}4 \cdot 353{,}00 = 141{,}20\ mm$

$$b_{e2}' = 0{,}6 \cdot b_{eff}' = 0{,}6 \cdot 353{,}00 = 211{,}80\ mm$$

$$b_t' = b - b_c' = 1125 - \frac{1125}{1-(-0{,}88)} = 524{,}86\ mm$$

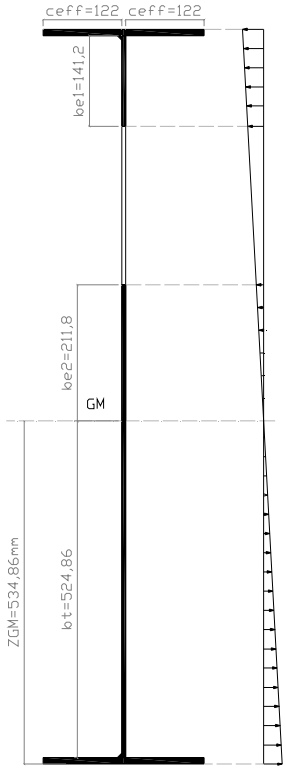

Fig. 6.19 - S3, Resultats 2ª iteració

Nou baricentre de la secció:

$$Z_{GM}^{'} = \frac{\sum A_{eff-i}^{'} \cdot Z_i^{'}}{A_{eff-Total}^{'}}$$

$$= \frac{250 \cdot 10 \cdot \left(\frac{10}{2} + 1125 + 10\right) + b_{e1}{}' \cdot 6 \cdot \left(10 + 1125 - \frac{b_{e1}{}'}{2}\right) + \left(b_{e2}{}' + b_t{}'\right) \cdot 6 \cdot \left(10 + \frac{\left(b_{e2}{}' + b_t{}'\right)}{2}\right) + 250 \cdot 10 \cdot \frac{10}{2}}{250 \cdot 10 + b_{e1}{}' \cdot 6 + \left(b_{e2}{}' + b_t{}'\right) \cdot 6 + 250 \cdot 10}$$

$$= 529{,}50\ mm$$

Així doncs, el nou baricentre de la secció modificada, $Z_{GM}^{'}$, té una nova excentricitat:

$$e_M^{'} = Z_{G0} - Z_{GM}^{'} = 572{,}5 - 529{,}50 = 42{,}00\ mm$$

3ª ITERACIÓ:

Les noves tensions $\sigma_1^{''}$ i $\sigma_2^{''}$ s'obtenen d'igual manera, a través de relacions geomètriques:

$$\sigma_2^{''} = f_y \cdot \frac{\left(Z_{GM}^{'} - 10\right)}{\left(562{,}5 + 10 + e_M^{'}\right)} = 275 \cdot \frac{(529{,}50 - 10)}{(562{,}5 + 10 + 42{,}00\ )} = 232{,}49\ \ N/mm^2$$

tracció (-)

$$\sigma_1^{''} = f_y \cdot \frac{\left(562{,}5 + e_M^{'}\right)}{\left(562{,}5 + 10 + e_M^{'}\right)} = 275 \cdot \frac{(562{,}5 + 42{,}00\ )}{(562{,}5 + 10 + 42{,}00\ )} = 270{,}53\ \ N/mm^2$$

compressió (+)

$$\psi^{''} = \frac{\sigma_2{}^{''}}{\sigma_1{}^{''}} = \frac{-232{,}49}{270{,}53} = -0{,}86$$

El nou coeficient d'abonyegament, $K_\sigma^{''}$, per a $0 > \psi > -1$, per a l'ànima:

$$K_\sigma^{''} = 7{,}81 - 6{,}29 \cdot \psi^{''} + 9{,}78 \cdot \psi^{''2} = 7{,}81 - 6{,}29 \cdot (-0{,}86) + 9{,}78 \cdot (-0{,}86)^2 = 20{,}44$$

Esveltesa relativa de l'element comprimit, on $\overline{b} = b$ en elements interns:

$$\overline{\lambda_\rho}^{''} = \frac{\overline{b}/t}{28{,}4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{K_\sigma^{''}}} = \frac{1125/6}{28{,}4 \cdot 0{,}92 \cdot \sqrt{20{,}44}} = 1{,}587$$

Factor de reducció per a l'ànima:

$$\rho'' = \frac{\overline{\lambda_\rho}'' - 0{,}055 \cdot (3 + \psi'')}{\overline{\lambda_\rho}''^2} = \frac{1{,}587 - 0{,}055 \cdot (3 - 0{,}86)}{1{,}587^2} = 0{,}583$$

⟹ El 58,33 % de la secció (en quan a l'ànima) és eficaç.

Amplada eficaç:

$$b_{eff}'' = \rho'' \cdot b_c'' = \rho'' \cdot \frac{\overline{b}}{1 - \psi''} = 0{,}583 \cdot \frac{1125}{1 - (-0{,}86)} = 352{,}89\ mm$$

Que, al tractar-se d'una flexió, es reparteix en dues zones diferents de la part comprimida de l'ànima:

$$b_{eff}'' = b_{e1}'' + b_{e2}''$$

On: $b_{e1}'' = 0{,}4 \cdot b_{eff}'' = 0{,}4 \cdot 358{,}89 = 141{,}16\ mm$

$$b_{e2}'' = 0{,}6 \cdot b_{eff}'' = 0{,}6 \cdot 358{,}89 = 211{,}74\ mm$$

Longitud de l'ànima que queda per sota de l'eix neutre:

$$b_t'' = b - b_c'' = 1125 - \frac{1125}{1 - (-0{,}86)} = 519{,}50\ mm$$

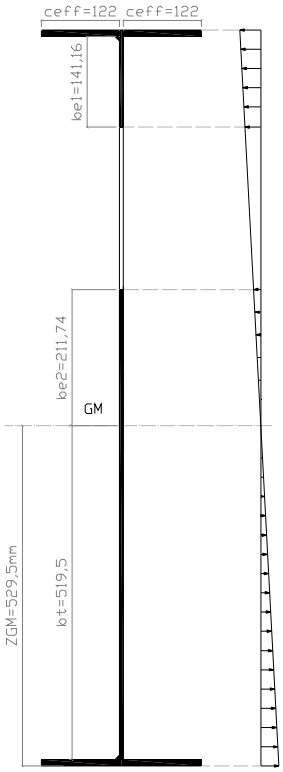

Fig. 6.20 - S3, Resultats 3ª iteració

Nou baricentre de la secció:

$$Z_{GM}'' = \frac{\sum A_{eff-i}'' \cdot Z_i''}{A_{eff-Total}''}$$

$$= \frac{250 \cdot 10 \cdot \left(\frac{10}{2} + 1125 + 10\right) + b_{e1}'' \cdot 6 \cdot \left(10 + 1125 - \frac{b_{e1}''}{2}\right) + \left(b_{e2}'' + b_t''\right) \cdot 6 \cdot \left(10 + \frac{\left(b_{e2}'' + b_t''\right)}{2}\right) + 250 \cdot 10 \cdot \frac{10}{2}}{250 \cdot 10 + b_{e1}'' \cdot 6 + \left(b_{e2}'' + b_t''\right) \cdot 6 + 250 \cdot 10}$$

$$= 528{,}87\ mm$$

Així doncs, el nou baricentre de la secció modificada, Z_{GM}'', té una nova excentricitat:

$$e_M'' = Z_{G0} - Z_{GM}'' = 572{,}5 - 528{,}87 = 43{,}64\ mm$$

A la següent taula es mostra com varien els resultats de les 3 primeres iteracions, resumint l'evolució del problema:

	INICI	ITERACIONS		
i	**0**	**1**	**2**	**3**
A_{eff} - Ala superior (mm^2)	250·10	250·10	250·10	250·10
A_{eff} - Ala inferior (mm^2)	250·10	250·10	250·10	250·10
A_{eff} - Ànima (mm^2)	1125·6	916,99·6	877,86·6	872,85·6
A_{eff} - Total (mm^2)	11.750	10.501,94	10.267,16	10.237,10
b_{e1} (mm)		141,79	141,20	141,16
b_{e2} (mm)		212,69	211,80	211,74
b_{eff} (mm)		354,49	353,00	352,89
b_t (mm)		562,5	524,86	519,50
$b_{eff} - Total$ (mm)		916,99	877,86	872,85
b_c (mm)		562,5	598,40	604,84
Z_{GM} (mm)	572,5	534,86	529,50	528,87
e_M (mm)	0	37,64	42,00	43,64
σ_1 (N/mm^2)		270,20	270,50	270,53
σ_2 (N/mm^2)		-270,20	-236,56	-232,49
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$		-1	-0,88	-0,86
K_σ		23,9	20,79	20,44
λ_ρ		1,468	1,574	1,587
ρ		0,630	0,588	0,583

Taula 6.4 – Comparativa de resultats per cadascuna de les iteracions

Els valors obtinguts al final de la tercera iteració de la posició del baricentre, Z''_{GM}, i de l'excentricitat, e''_M, són:

$$Z''_{GM} = 528{,}87\ mm$$

$$e''_M = 43{,}64\ mm$$

A continuació es procedeix a calcular les característiques mecàniques de la secció eficaç. Per facilitar el càlcul de les característiques mecàniques es completa la següent taula:

Element	A_{ieff}	$Z_i^{''}$ (mm)	$A_{ieff} \cdot \left(Z_i^{''} - Z_{GM}^{''}\right)^2$	$1/12 \cdot b_i \cdot h_i^3$
(4) Ala superior	250·10	1.140	933.699.692,3	20.833,33
(3) $b_{e1}^{''}$	141,16·6	1.064,42	242.919.818,2	1.406.387,36
(2) $b_t^{''} + b_{e2}^{''}$	731,70·6	375,85	102.797.061,6	195.870.562,01
(1) Ala inferior	250·10	5	686.099.442,3	20.833,33
TOTAL	10.237,16 mm^2	-	1.965.516.014,2 mm^4	197.318.616,03 mm^4

Taula 6.5 – Característiques secció S3

Moment d'inèrcia eficaç, $I_{eff,y}$ (T. de Steiner):

$$I_{eff,y} = \sum \left(\frac{1}{12} \cdot b_i \cdot h_i^3 + A_{ieff} \cdot \left(Z_i^{''} - Z_{GM}^{''}\right)^2 \right) = 197.318.616{,}03 + 1.965.516.014{,}2$$
$$= 2.162.834.630{,}23$$

Mòdul resistent eficaç, $W_{eff,y}(1)$, respecte a la fibra superior (1):

$$W_{eff,y}(1) = \frac{I_{eff,y}}{Z_{max}(1)} = \frac{2.162.834.630{,}23\ mm^4}{(1145 - 528{,}87)mm} = 3.510.354{,}36\ \ mm^3 = W_{y,min}$$

Mòdul resistent eficaç, $W_{eff,y}(2)$, respecte a la fibra inferior (2):

$$W_{eff,y}(2) = \frac{I_{eff,y}}{Z_{max}(2)} = \frac{2.162.834.630{,}23\ mm^4}{528{,}87\ mm} = 4.089.539{,}26\ mm^3$$

El valor de càlcul serà el menor dels dos anteriors. Així doncs:

$$W_{eff,y} = 3.510.354{,}36\ mm^3$$

Moment resistent característic, $M_{y,Rk}$:

$$M_{y,Rk} = f_y \cdot W_{eff,y} = 275\ N/mm^2 \cdot 3.510.354{,}36\ mm^3 = 965.347.448{,}3\ N \cdot mm$$
$$= 965.347{,}5\ KN \cdot mm$$

- *<u>Comprovació de la resistència de secció transversal (Classe 4):</u>*

$$\Gamma_{Rk}\left(N_{Ed}, M_{y,Ed}, N_{Rk}, M_{y,Rk}\right) \leq 1$$

-Segons ELU CF 9 ($N_{Ed} = 64{,}9\ KN$, $M_{y,Ed} = 503{,}4\ KN \cdot m$)

$$\Gamma_{\mathrm{Rk}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}} = \frac{64{,}9\ KN}{1.860{,}62\ KN} + \frac{503{,}4\ KN \cdot m}{965{,}35\ KN \cdot m} = 3{,}488 \cdot 10^{-2} + 0{,}522 = 0{,}5564$$

-Segons ELU CF 49 ($N_{Ed} = 72{,}7\ KN$, $M_{y,Ed} = 444{,}3\ KN \cdot m$)

$$\Gamma_{\mathrm{Rk}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}} = \frac{72{,}7\ KN}{1.860{,}62\ KN} + \frac{444{,}3\ KN \cdot m}{965{,}35\ KN \cdot m} = 3{,}907 \cdot 10^{-2} + 0{,}460 = 0{,}4993$$

- **SECCIÓ S4**

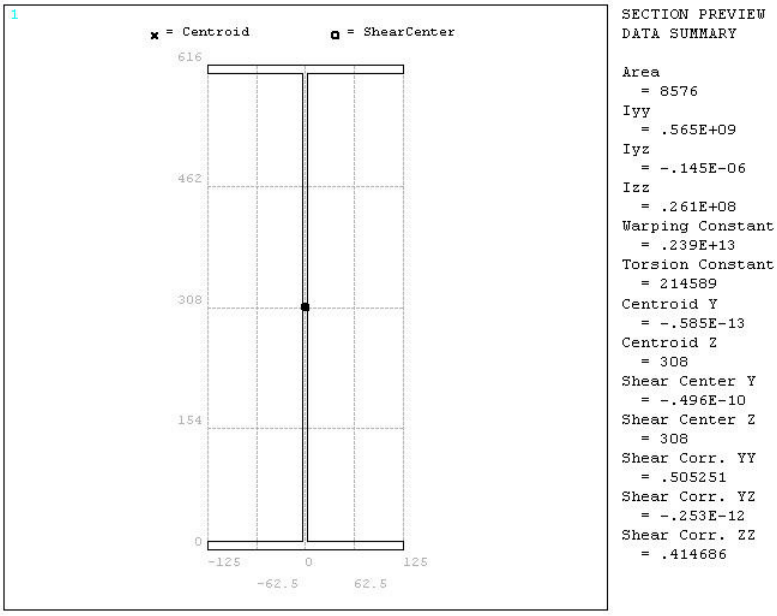

Fig. 6.21 – Dimensions i característiques secció S4

- ***Esforç normal N a compressió:***

  - *Classificació de la secció sotmesa a un esforç normal N, a compressió*

(EC-3 part 1.1 **[2]**, punt 5.6, taula 5.2):

Ànima: L'esveltesa de l'ànima és $c/t_w = 596/6 = 99{,}33$

$$c/t_w = 99{,}33 > 42 \cdot \varepsilon = 38{,}64 \Rightarrow Classe\ 4$$

Ala: L'esveltesa de l'ala és $c/t_f = (125 - 6/2)/10 = 12{,}2$

$$c/t_f = 12{,}2 \leq 14 \cdot \varepsilon = 12{,}88 \Rightarrow Classe\ 3$$

Així doncs, la secció S4 és **CLASSE 4**. La verificació de l'element es basarà en la resistència eficaç de la secció transversal.

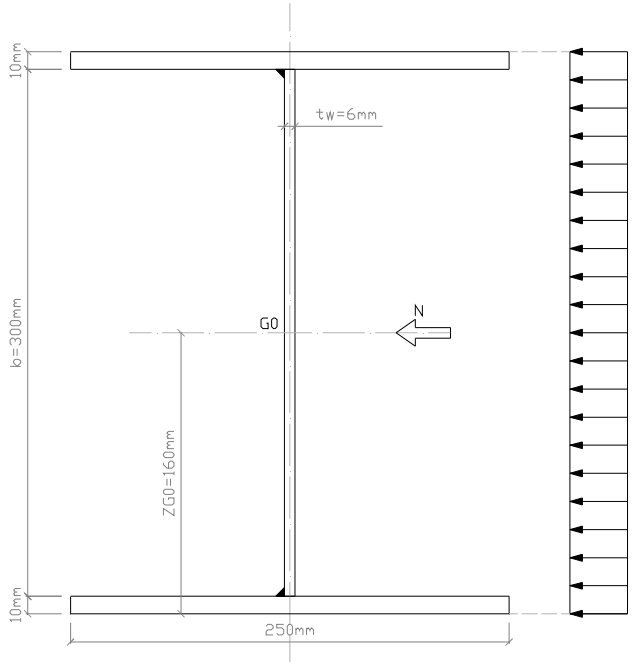

Fig. 6.22 - Secció S4 sotmesa a compressió

- *Càlcul de l'amplada eficaç de l'ànima, com element intern:*

Es tracta d'una secció sotmesa a una tensió normal constant en tota la secció, motiu pel qual el valor de la relació de tensions és:

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{275}{275} = 1$$

A partir d'aquest valor, s'obté el coeficient d'abonyegament, $K_\sigma = 4{,}0$ (EC-3, Part 1.5 **[6]**, Taula 4.1), i considerant les dimensions de la secció, $\overline{b} = d = 596\ mm$, es procedeix al càlcul de la secció eficaç de l'ànima (EC-3, Part 1.5 **[6]**, Taula 4.4.(2)).

Esveltesa relativa de l'element comprimit, on $\overline{b} = b$ en elements interns:

$$\overline{\lambda_p} = \frac{\overline{b}/t}{28{,}4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{K_{\sigma 1}}} = \frac{596/6}{28{,}4 \cdot 0{,}92 \cdot \sqrt{4{,}0}} = 1{,}90$$

Factor de reducció per a l'ànima: (EC-3, Part 1.5 **[6]**, Taula 4.4.(2), fórmula 4.2).

$$\rho = \frac{\overline{\lambda_\rho} - 0{,}055 \cdot (3 + \psi)}{\overline{\lambda_\rho}^2} = \frac{1{,}90 - 0{,}055 \cdot (3 + 1)}{1{,}90^2} = 0{,}465$$

⟹ El 46,52 % de la secció (en quan a l'ànima) és eficaç.

Amplada eficaç:

$$b_{eff} = \rho \cdot \overline{b} = 0{,}465 \cdot 596 = 277{,}25\ mm$$

Que es distribueix simètricament tal com es representa a la figura 6.23.

- *<u>Càlcul de l'amplada eficaç de les dues ales comprimides, com element extern:</u>*

De la mateixa manera que en casos anteriors, al tractar-se d'una secció en que les ales són de classe 3, sabem ja, que totes dues ales seran eficaces.

D'aquesta manera s'obté que l'amplada eficaç de l'ala completa és $2 \cdot c_{eff} + t_w = 2 \cdot 122 + 6 = 250\ mm$.

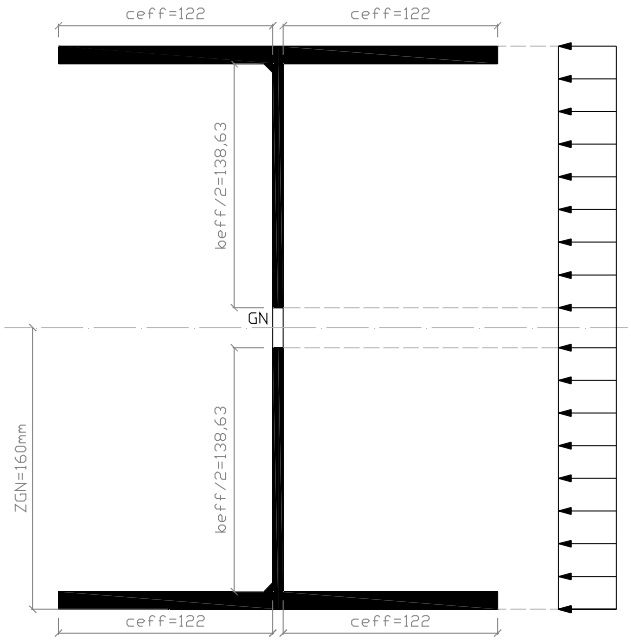

Fig. 6.23 – Àrea eficaç secció S4, sotmesa a compressió

Finalment l'àrea eficaç total de la secció bisimètrica és:

$$A_{eff} = 2 \cdot (250 \cdot 10) + 277{,}25 \cdot 6 = 6.663{,}49\ mm^2$$

Esforç normal resistent característic, N_{Rk}:

$$N_{Rk} = f_y \cdot A_{eff} = 275\ N/mm^2 \cdot 6.663{,}49\ \ mm^2 = 1.832.460{,}8\ N = 1.832{,}46\ KN$$

- ***Moment flector M_y:***

  - *Classificació de la secció sotmesa a un moment flector M_y*

(EC-3, Part 1.1 **[2]**, Punt 5.6, Taula 5.2):

Ànima: L'esveltesa de l'ànima és $c/t_w = 596/6 = 99{,}33$

$$c/t_w = 99{,}33 \leq 124 \cdot \varepsilon = 114{,}08 \Rightarrow Classe\ 3$$

Ala: L'esveltesa de l'ala és $c/t_f = (125 - 6/2)/10 = 12{,}2$

$$c/t_f = 12{,}2 \leq 14 \cdot \varepsilon = 12{,}88 \Rightarrow Classe\ 3$$

Així doncs, la secció S4 és **CLASSE 3**. La verificació de l'element es basarà en la resistència de la secció transversal.

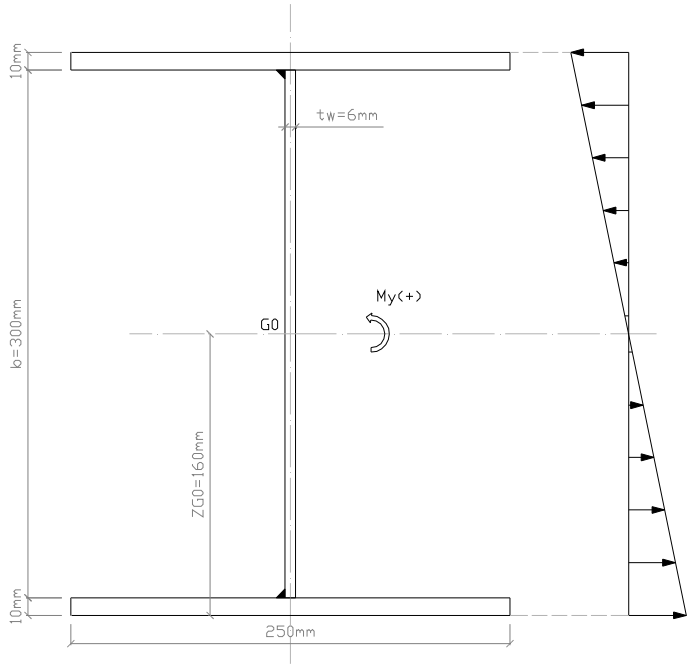

Fig. 6.24 – Secció S4 sotmesa a moment

A continuació es procedeix a calcular les característiques mecàniques de la secció. Per facilitar el càlcul de les característiques mecàniques es completa la següent taula:

Element	A_i	Z_i (mm)	$A_i \cdot (Z_i - Z_{GM})^2$	$1/12 \cdot b_i \cdot h_i^3$
Ala superior	250·10	611	229.522.500	20.833,33
Ànima	596·6	308	0	105.854.368
Ala inferior	250·10	5	229.522.500	20.833,33
TOTAL	8.576 mm^2	-	459.045.000 mm^4	105.896.034,67 mm^4

Taula 6.6 – Característiques secció S4

Moment d'inèrcia (T. de Steiner):

$$I_y = \sum \left(\frac{1}{12} \cdot b_i \cdot h_i^3 + A_i \cdot (Z_i - Z_{GM})^2 \right) = 105.896.034{,}67 + 459.045.000$$
$$= 564.941.034{,}67$$

Mòdul resistent elàstic, $W_{el,y}$:

$$W_{el,y} = \frac{I_y}{Z_{max}} = \frac{564.941.034{,}67\ mm^4}{308\ mm} = 1.834.224{,}14\ mm^3$$

Moment resistent característic, $M_{y,Rk}$:

$$M_{y,Rk} = f_y \cdot W_{el,y} = 275\ N/mm^2 \cdot 1.834.224{,}14\ mm^3 = 504.411.638\ N \cdot mm$$
$$= 504.411{,}6\ KN \cdot mm$$

- *<u>Comprovació de la resistència de secció transversal (Classe 4):</u>*

$$\Gamma_{Rk}(N_{Ed}, M_{y,Ed}, N_{Rk}, M_{y,Rk}) \leq 1$$

<u>-Segons ELU CF 49</u> ($N_{Ed} = 59{,}32\ KN$, $M_{y,Ed} = 189{,}88\ KN \cdot m$)

$$\Gamma_{Rk} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}} = \frac{59{,}32\ KN}{1.832{,}46\ KN} + \frac{189{,}88\ KN \cdot m}{504{,}41\ KN \cdot m} = 3{,}237 \cdot 10^{-2} + 0{,}376 = 0{,}4088$$

<u>-Segons ELU CF 70</u> ($N_{Ed} = 63{,}4\ KN$, $M_{y,Ed} = 45{,}8\ KN \cdot m$)

$$\Gamma_{\mathrm{Rk}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}} = \frac{63{,}4\ KN}{1.832{,}46\ KN} + \frac{45{,}8\ KN \cdot m}{504{,}41\ KN \cdot m} = 3{,}460 \cdot 10^{-2} + 9{,}080 \cdot 10^{-2} = 0{,}1254$$

6.1.3. Determinació amplificador de càrrega $\alpha_{ult,k}$

Tenint en compte l'expressió 4.5,

$$\alpha_{ult,k} = \frac{1}{\Gamma_{\mathrm{Rk}}(\mathrm{N_{Ed}}, \mathrm{M_{y,Ed}}, \mathrm{N_{Rk}}, \mathrm{M_{y,Rk}})}$$

- **Amplificador de càrrega del pilar**

Per al cas del pilar, la combinació de càrregues que dóna lloc al major valor de Γ_{Rk}, i en conseqüència minimitza $\alpha_{ult,k}$, és la combinació ELU CF 9. Així doncs,

$$\Gamma_{\mathrm{Rk}}(ELU\ CF\ 9) = 0{,}3449 \Longrightarrow \alpha_{ult,k} = 2{,}90$$

- **Amplificador de càrrega de la biga**

La combinació de càrregues que, en el cas de la biga, dóna lloc al major valor de Γ_{Rk}, i per tant minimitza $\alpha_{ult,k}$, és de nou la combinació ELU CF 9. Així doncs,

$$\Gamma_{\mathrm{Rk}}(ELU\ CF\ 9) = 0{,}5564 \Longrightarrow \alpha_{ult,k} = 1{,}80$$

6.2. 2ª Etapa Mètode General de Càlcul

L'objectiu d'aquesta segona etapa és determinar l'amplificador mínim $\alpha_{cr,op}$, a aplicar a la càrrega de disseny, per tal d'assolir la resistència crítica elàstica de l'element estructural. Per a la seva determinació tan sols es consideren els fenòmens de vinclament segons l'eix dèbil i/o per bolcada lateral, en cap cas el vinclament per flexió en el pla del pòrtic.

La complexitat del cas tractat ha requerit d'un anàlisi de vinclament per Elements Finits. El software utilitzat per a la resolució d'aquesta segona etapa ha estat el programa de càlcul per Elements Finits ANSYS.

A la figura 6.25 s'observen algunes de les restriccions que, juntament amb les condicions d'enllaç de la resta del pòrtic, s'han introduït en el model de càlcul per a la correcta resolució de l'anàlisi en qüestió.

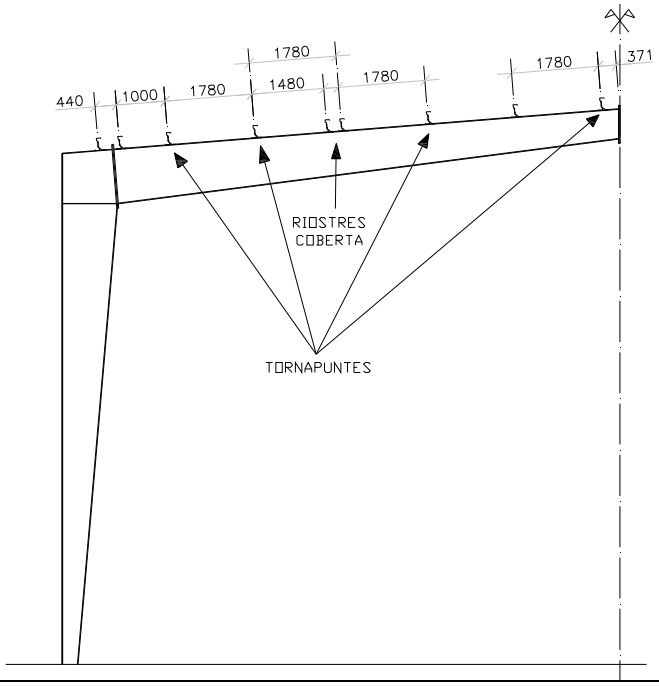

Fig. 6.25 – Restriccions a considerar en el model de càlcul

La corretges són una restricció lateral només de la part superior de l'ala; la seva influència es podria haver tingut en compte però s'ha menyspreat conservadorament. Així doncs, tan sols s'han modelitzat condicions de forquilla en aquells punts on coincidien corretja i tornapunta. No obstant, s'han col·locat també restriccions en quan al desplaçament fora del pla, introduïdes aquestes en punts d'arriostrament (cap del pilar, crestallera i punt intermedi de cadascuna de les bigues).

Les unions pilar - cimentació s'han modelitzat com una articulació, és per aquest motiu que en el model de càlcul s'han restringit en aquests punts, tant el desplaçament en x,y i z, com la rotació segons l'eix y.

Davant la no mencció, dins el Mètode General, de la introducció de cap tipus d'imperfecció en aquest segon anàlisi, el model utilitzat ha estat el corresponent al pòrtic original.

6.2.1. Anàlisi de vinclament fora del pla de l'element estructural

A fi de trobar l'amplificador de càrrega de cadascun dels elements que composen el pòrtic, s'ha realitzat un anàlisi de modes de vinclament de l'estructura, precedit pel corresponent estàtic previ, necessari pel càlcul de la matriu geomètrica.

Per a la realització d'aquest estudi s'ha emprat l'element BEAM 188 d'ANSYS, element basat en la teoria de Timoshenko, la descripció del qual s'adjunta dins l'Annex D.

Cal mencionar que el present anàlisi s'ha realitzat considerant la combinació de càrregues ELU CF9. Combinació aquesta, la que ha determinat el valor de $\alpha_{ult,k}$ per tots dos elements estructurals.

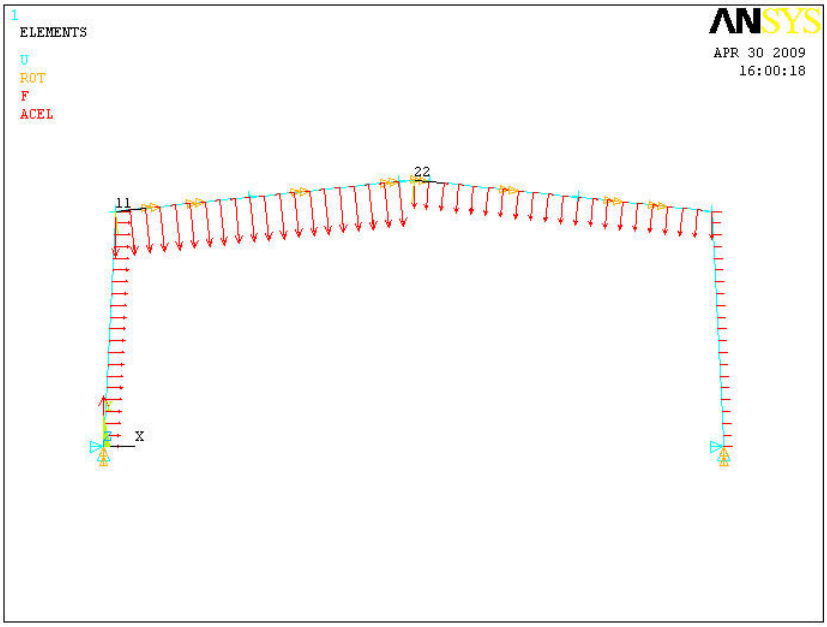

Fig. 6.26 – Model de càlcul

De l'extracció dels 10 primers modes de vinclament de l'estructura (veure Annex F), s'ha triat als dos primers corresponents a vinclament fora del pla de pilar i biga respectivament.

6.2.2. Determinació amplificador de càrrega $\alpha_{cr,op}$

- **Pilar**

El vinclament fora del pla, que en aquest cas determina el valor de l'amplificador $\alpha_{cr,op}$ per al pilar, correspon al primer mode de vinclament de l'estructura. El valor de l'amplificador correspon a la variable FREQ que facilita l'ANSYS com a variable de sortida, tal com es pot observar a les figures 6.27 i 6.28.

$$\alpha_{cr,op} = 2{,}757$$

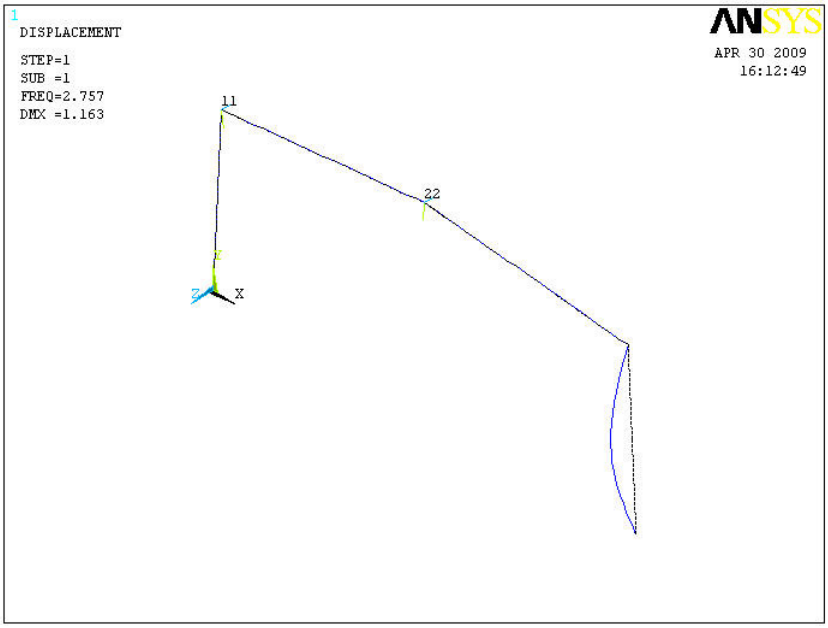

Fig. 6.27 – Primer mode de vinclament del pòrtic, corresponent al vinclament fora del pla del pilar

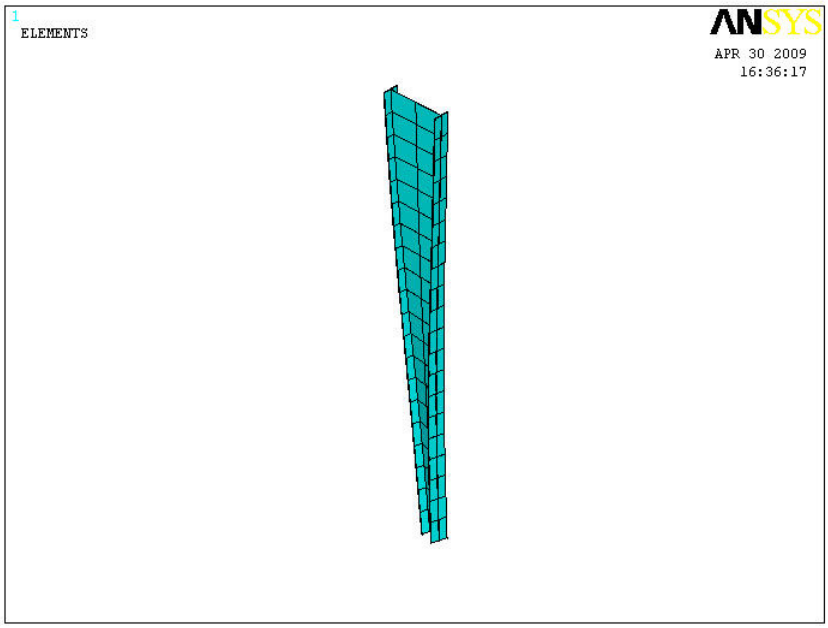

Fig. 6.28 – Detall deformada pilar per al seu primer mode de vinclament fora del pla

- **Biga**

El mode de vinclament fora del pla, que en el cas de la biga determina el valor de l'amplificador $\alpha_{cr,op}$, correspon al quart mode de vinclament de l'estructura.

$$\alpha_{cr,op} = 17{,}333$$

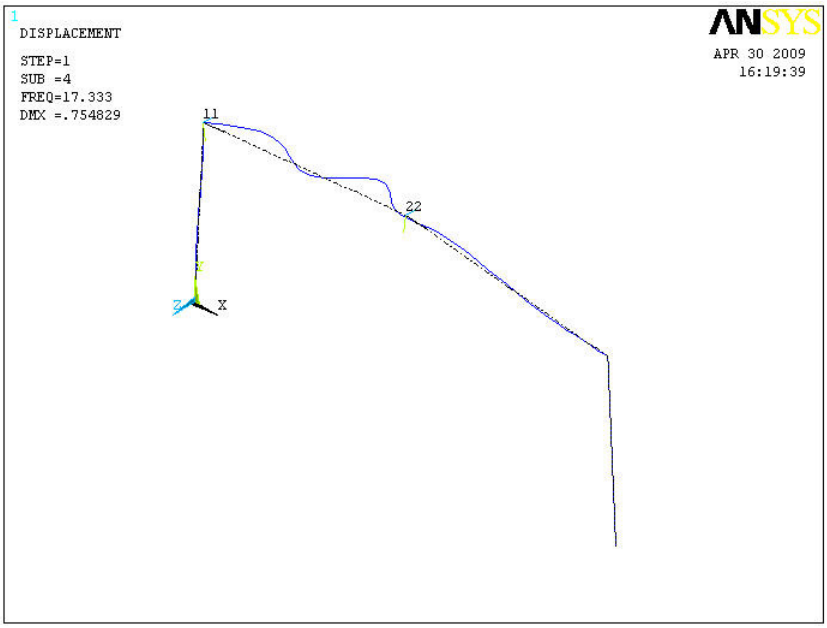

Fig. 6.29 - Quart mode de vinclament del pòrtic, corresponent al vinclament fora del pla de la biga

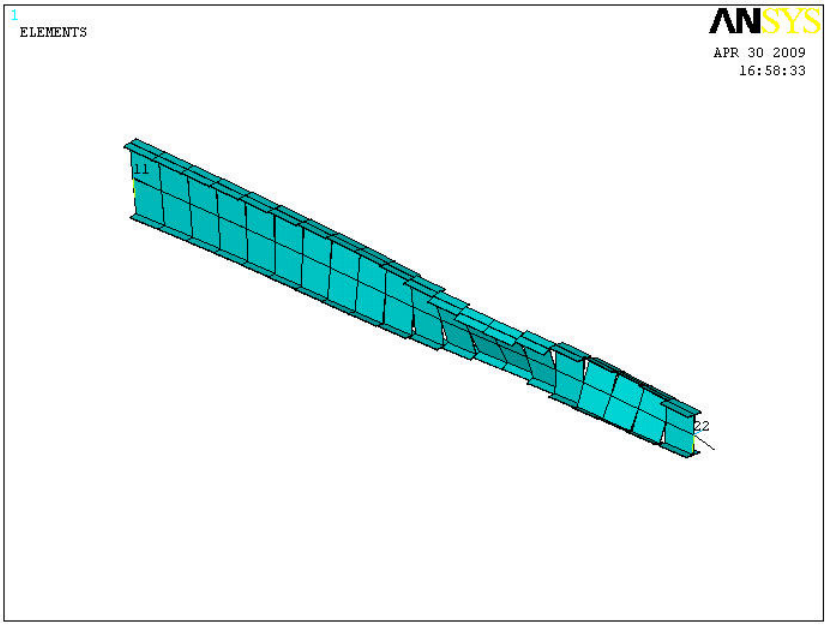

Fig. 6.30 – Detall deformada biga per al seu primer mode de vinclament fora del pla

6.3. 3ª Etapa Mètode General de Càlcul

L'objectiu d'aquesta tercera i última etapa és comprovar l'adequació de l'element estructural, tot considerant la interacció entre el seu comportament dins i fora del pla.

6.3.1. Càlcul esveltesa global adimensional $\bar{\lambda}_{op}$

- ***Pilar***

Considerant els valors obtinguts, $\alpha_{ult,k} = 2{,}9$ i $\alpha_{cr,op} = 2{,}757$, es calcula el valor de l'esveltesa global corresponent al pilar.

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}} = \sqrt{\frac{2{,}9}{2{,}757}} = 1{,}02561$$

- ***Biga***

Emprant en aquest cas, els valors extrets per al cas de la biga, obtenim el següent valor de $\bar{\lambda}_{op}$. Sent $\alpha_{ult,k} = 1{,}8$ i $\alpha_{cr,op} = 17{,}333$:

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}} = \sqrt{\frac{1{,}8}{17{,}333}} = 0{,}32225$$

6.3.2. Càlcul factor de reducció per al vinclament fora del pla χ_{op}

Donada la dificultat, tant en el cas de la biga com en el cas del pilar, alhora de distingir quin tipus de vinclament (lateral o per torsió lateral) descriu millor el mode de vinclament en qüestió, s'ha optat per utilitzar la opció més conservadora. Així doncs, s'ha pres com a χ_{op}el mínim d'entre χ_z iχ_{LT}.

- ***Pilar***

Tenint en compte la secció S2, secció transversal més crítica que governa $\alpha_{ult,k}$ de l'element estructural considerat.

❖ Segons apartat 6.3.1 de EN 1993 -1-1 **[2]**:

Secció en I soldada + $t_f \leq 40mm$ + S275 + Vinclament al voltant de l'eix z - z

$$\Downarrow$$

Corba de vinclament c) $\Longrightarrow$ $\alpha = 0{,}49$

D'aquesta manera s'obté:

$$\Phi = 0{,}5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot \left(\bar{\lambda} - 0{,}2\right) + \bar{\lambda}^2\right] \quad \text{(Eq. 6.8)}$$

$$\Phi = 0{,}5 \cdot [1 + 0{,}49 \cdot (1{,}02561 - 0{,}2) + 1{,}02561^2] = 1{,}22821$$

A partit de la següent expressió s'aïlla el coeficient de reducció degut al vinclament per flexió segons l'eix dèbil.

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{(Eq. 6.9)}$$

$$\chi_z = \frac{1}{1{,}22821 + \sqrt{1{,}22821^2 - 1{,}02561^2}} = 0{,}52522$$

- Segons apartat 6.3.2 de EN 1993 -1-1 **[2]**:

$$\frac{h}{b} = \frac{1198}{300} = 3{,}993 > 2 \Longrightarrow Corba\ de\ vinclament\ d) \Longrightarrow \alpha_{LT} = 0{,}76$$

Tenint en compte les equacions 6.10 i 6.11, per a seccions de perfils laminats o seccions soldades equivalents.

$$\Phi_{\mathrm{LT}} = 0{,}5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot \left(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}\right) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}{}^2\right] \quad \text{(Eq. 6.10)}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{\mathrm{LT}} + \sqrt{\Phi_{\mathrm{LT}}{}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}{}^2}} \quad \text{(Eq. 6.11)}$$

Amb $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0{,}4$ i $\beta = 0{,}75$.

S'arriba al següent valor de χ_{LT}.

$$\Phi_{\mathrm{LT}} = 0{,}5 \cdot [1 + 0{,}76 \cdot (1{,}02561 - 0{,}4) + 0{,}75 \cdot 1{,}02561^2] = 1{,}13218$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1{,}13218 + \sqrt{1{,}13218^2 - 0{,}75 \cdot 1{,}02561^2}} = 0{,}54518$$

Seguint el criteri ja indicat, trobem que:

$$\chi_{op} = min(\chi_z, \chi_{LT}) = \chi_z = 0{,}52522$$

- ***Biga***

Tenint en compte la secció S3, secció transversal més crítica que governa $\alpha_{ult,k}$ de la biga, i seguint el mateix procediment que en el cas del pilar, trobem:

- Segons apartat 6.3.1 de EN 1993 -1-1 **[2]**:

Secció en I soldada + $t_f \leq 40mm$ + S275 + Vinclament al voltant de l'eix z - z

$$\Downarrow$$

Corba de vinclament c) $\Longrightarrow$ $\alpha = 0{,}49$

$$\Phi = 0{,}5 \cdot [1 + 0{,}49 \cdot (0{,}32225 - 0{,}2) + 0{,}32225^2] = 0{,}58188$$

$$\chi_z = \frac{1}{0{,}58188 + \sqrt{0{,}58188^2 - 0{,}32225^2}} = 0{,}93776$$

- Segons apartat 6.3.2 de EN 1993 -1-1**[2]**:

$$\frac{h}{b} = \frac{1145}{250} = 4{,}58 > 2 \Longrightarrow Corba\ de\ vinclament: d \Longrightarrow \alpha_{LT} = 0{,}76$$

$$\Phi_{\mathrm{LT}} = 0{,}5 \cdot [1 + 0{,}76 \cdot (0{,}32225 - 0{,}4) + 0{,}75 \cdot 0{,}32225^2] = 0{,}50940$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0{,}50940 + \sqrt{0{,}50940^2 - 0{,}75 \cdot 0{,}32225^2}} = 1{,}06890$$

$$\chi_{op} = min(\chi_z, \chi_{LT}) = \chi_z = 0{,}93776$$

6.3.3. Verificació de la resistència general de l'element estructural

A continuació, a partir de l'equació 4.6, es verifica la resistència general tant del pilar com de la biga:

- ***Pilar***

$$\frac{\chi_{op} \cdot \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} = \frac{0{,}52522 \cdot 2{,}9}{1{,}1} = 1{,}38468 \Longrightarrow 72{,}22\%$$

- ***Biga***

$$\frac{\chi_{op} \cdot \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} = \frac{0{,}93776 \cdot 1{,}8}{1{,}1} = 1{,}53452 \Longrightarrow 65{,}17\%$$

7. Anàlisi pòrtic segons mètode convencional

El principal objectiu del present anàlisi és poder realitzar una comparativa, per a perfils d'inèrcia variable, entre el mètode convencional de càlcul i el Mètode General. I poder demostrar d'aquesta manera que el càlcul avançat ens proporciona resultats més precisos que els obtinguts a través d'un anàlisi convencional en primer ordre.

Per a la realització d'aquesta comprovació s'ha emprat un software específic de càlcul d'estructures anomenat PowerFrame, ja utilitzat per a la generació de les diferents combinacions de càrregues en apartats anteriors.

7.1. Model de càlcul

Per definir el model de càlcul, s'han utilitzat tant les càrregues com les combinacions d'aquestes, ja calculades amb anterioritat per a la realització de l'estudi del comportament de l'estructura dins del pla.

Les condicions d'enllaç introduïdes són les emprades per a la realització de la segona etapa del Mètode General. No obstant, per tal de definir completament el model, s'han concretat també les longituds crítiques de vinclament dels diferents elements estructurals.

Element estructural	$L_{cr,y}$	$L_{cr,z}$	$L_{cr,T}$
Pilar	$2 \cdot Longitud\ pilar$	$Longitud\ pilar$	$Longitud\ pilar$
Biga	$L_{cr,y} \cong \frac{Llum\ pòrtic}{2}$	$Distància\ entre\ punts\ arriostrats$	$Distància\ entre\ tornapuntes$

Taula 7.1 – Longituds crítiques de vinclament

7.2. Anàlisi amb PowerFrame

Per dur a terme l'estudi en qüestió, s'ha realitzat un anàlisi en primer ordre, tot considerant les imperfeccions globals de l'estructura. A continuació és mostren els resultats obtinguts durant el post processat.

La figura 7.1 permet conèixer el percentatge de sol·licitació de les barres a nivell de resistència, mentre que la figura 7.2, dóna la sol·licitació de les barres en referència al risc d'inestabilitat.

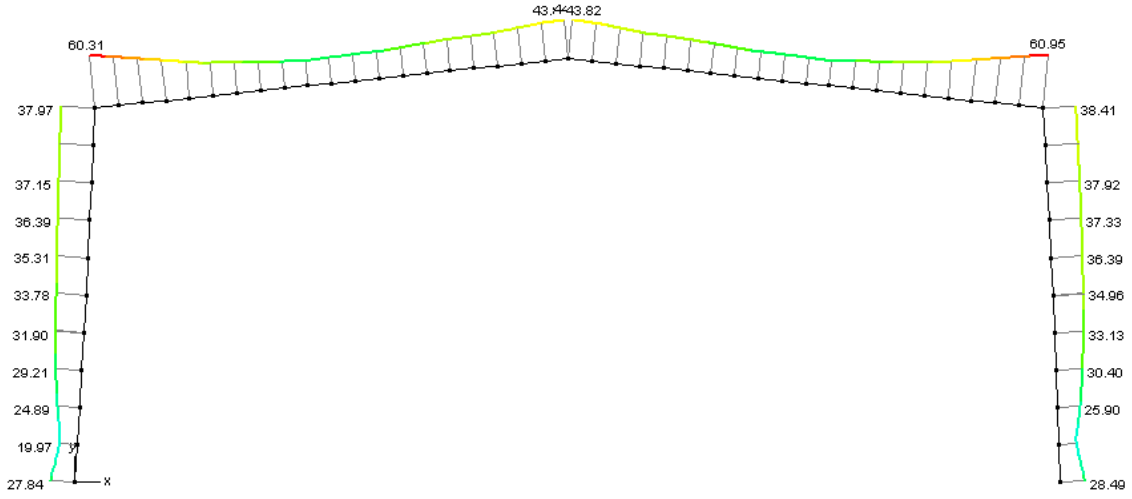

Fig. 7.1 – Diagrama resistència de les seccions (%) - EN 1993 -1-1

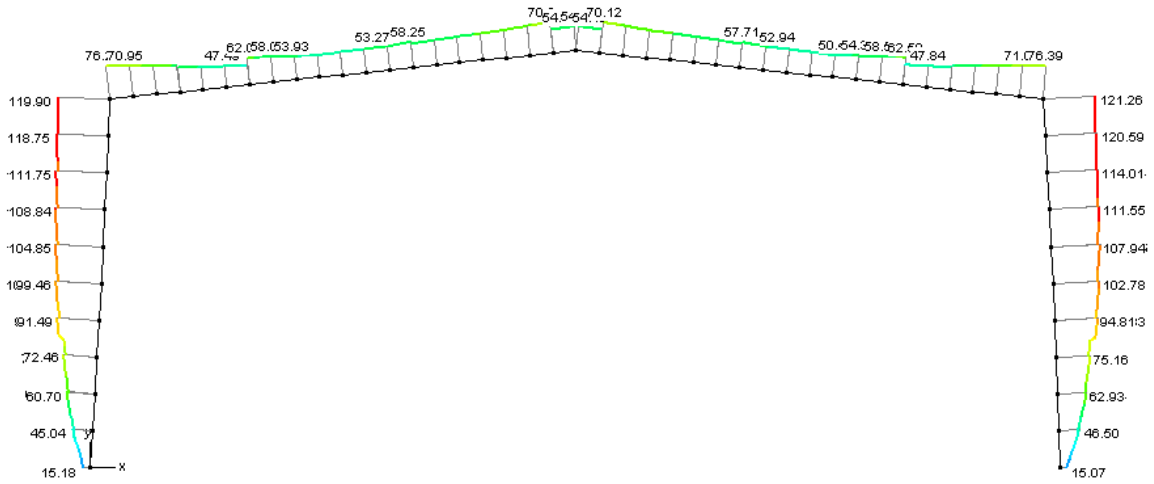

Fig. 7.2 – Diagrama risc de vinclament (%) - EN 1993 -1-1

S'observa com, segons el mètode utilitzat, el pilar no compleix amb la verificació referent al risc de vinclament, doncs en gran part de la seva longitud, supera el 100% de sol·licitació. Fet que dóna a pensar, que mètodes avançats proporcionen valors més ajustats, que no pas els mètodes convencionals.

En el cas de la biga, aquesta si compleix amb les sol·licitacions exigides per la norma. No obstant, els percentatges d'esgotament són lleugerament superiors als obtinguts amb el càlcul segons Mètode General.

Conclusions

En el present Projecte Final de Carrera, s'ha comprovat la dificultat que representa la comprensió e interpretació d'un nou mètode de càlcul; és necessari un estudi en profunditat i un coneixement global de les estructures per poder unificar y entendre tots els conceptes requerits per al seu desenvolupament.

Amb la realització d'aquest projecte s'ha demostrat la raó del Mètode General, mètode avançat de càlcul que permet l'obtenció de resultats més ajustats que els obtinguts a través d'un anàlisi convencional. A la següent taula es mostra una comparativa dels resultats obtinguts seguint totes dues opcions de càlcul:

	MÈTODE GENERAL	**MÈTODE CONVENCIONAL**	
	Resistència general (%)	**Resistència de la secció (%)**	**Risc de vinclament (%)**
Pilar	72,22 %	38,41 %	121,26 %
Biga	65,17 %	60,95 %	76,39 %

En el cas del pilar, s'observa com l'element estructural que pensàvem no era adequat degut a problemes d'inestabilitat, gràcies al mètode avançat, ens adonem és completament vàlid. Per al cas de la biga, els resultats obtinguts no són tan reveladors, no obstant, també es rebaixa el seu percentatge de sol·licitació, gràcies a l'anàlisi mitjançat el Mètode General de Càlcul.

Agraïments

Voldria agrair a totes i cadascuna de les persones que m'han ajudat durant la realització d'aquest, el meu Projecte Final de Carrera.

Al Sr. Marimon, director del projecte, pel interès mostrat des d'un primer moment en el desenvolupament de totes i cadascuna de les etapes del projecte.

Als professors del departament de Resistència de Materials de l'ETSEIB, Miquel Ferrer i Miquel Casafont, per la gran ajuda brindada durant tots i cadascun dels moments de dificultat.

A l'Albert Jiménez de Construsoft, per la seva amabilitat i disposició alhora de resoldre qualsevol qüestió/dubte plantejat.

Al Sr. Lacroizette de Coperfil, per la seva innegable contribució durant la realització del projecte.

A la Srta. Isabel, als membres de junta d'ASCEM i al Sr. Miguel Ángel Serna del TC8 de la ECCS, que m'han recolzat i ofert la seva ajuda en tot moment durant la realització del projecte.

A la meva família i amics, per tot el recolzament que he rebut de part seva, no només durant la realització del projecte, sinó durant tota la meva vida.

A tots ells moltes gràcies.

Bibliografia

Referències bibliogràfiques

[1] DB SE-AE

[2] Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings

[3] DB SE-A

[4] EAE

[5] Eurocode. Basis of structural design

[6] Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements

Bibliografia complementària

[http://www.access-steel.com, 22 de octubre 2008]

ENRÍQUEZ SANTOS, F.J. Análisi de pandeo por flexion en elementos de inercia variable con diversas condiciones de sustentaión. Febrero 2006.

[http://www.soloingenieria.net/dmdocumentsestpand.pdf, 18 de setembre 2008]

HURTADO, C., FENÁNDEZ, F., ASENSIO, M., VEGA, R. Estructuras de acero en edificación. Publicaciones APTA, 2009.

GENERALIAT DE CATALUNYA. DEPARTAMENT DE POLÍTICA TERRITORIAL I OBRES PÚBLIQUES. Diccionari visual de la construcció. Abril 2001.

METUNAS. Catálogo Sistema Constructivo de Naves METUNAS. Segunda Edición. Revisión 1.

[http://www.metunas.co.cu, 28 de setembre 2008]

Programari emprat

Autocad 2007, producte de Autodesk®

ANSYS 10.0, producte de ANSYS Inc.®

PowerFrame 5.6.8, producte de BuildSoft s.a.

PowerConnect 5.00, producte de BuilSoft s.a.

Microsoft Office 2007, producte de Microsoft ®