

DEPARTAMENT D'ENGINYERIA AGRÀRIA

APUNTS D'ANÀLISI I CÀLCUL CONSTRUCTIU

**Coordinador assignatura
Josep Claramunt Blanes**

**Agro Horto i Indústries
Edició de febrer de 2005**

I. PROCÉS DE CàLCUL D'UNA ESTRUCTURA DE FORMIGÓ

I.1. ESTATS LÍMITS

En aquests apunts només es contemplen els estats límits aplicables al formigó. Els estats límits aplicables a l'acer els teniu explicats en els apunts de càlcul d'estructures de l'assignatura de construccions.

- En tots els elements estructurals caldrà comprovar els següents estats límits, definits en l'article 8 de la EHE:
 - Estat límit de servei de deformació màxima
 - Estat límit de servei de fisuració
 - Estat límit últim de trencament
 - Estat límit últim d'adherència
 - En els elements sotmesos a compressió (pilars) caldrà comprovar també:
 - Estat límit últim de pandeig
 - En els fonaments caldrà comprovar també:
 - Estat límit de servei de tensions admissibles en el terreny
- Tot i que els estats límits d'un fonament són els mateixos, alguns d'ells requereixen un estudi especial que no es tracta en aquest curs.

I.2. DISCRETITZACIÓ ESTRUCTURAL

- En general, els elements de formigó s'introdueixen a partir de la geometria de la secció, sense considerar cap armadura.
- Tots els pilars es consideraran encastats en el terreny (mitjançant la corresponent fonamentació).
- Les unions entre pilars i bigues de formigó armat són encastades.
- Per obtenir el valor de les deformacions, procurarem definir els nusos en les zones de les barres amb deformació màxima.
Per considerar la diferència entre formigó sense fisurar i fisurat, la inèrcia a considerar no serà la bruta de la secció sinó la fictícia definida en l'apartat I.4.1 d'aquests apunts. Això implica un doble càlcul: inicialment el farem amb la secció bruta (a partir del qual definirem els estats límits de trencament i de pandeig) i un altre en el què farem servir l'inèrcia fictícia. Aquest segon càlcul, a més de servir per la comprovació de l'estat límit de deformació, també serveix per redistribuir millor l'armat que estarà d'acord amb la fisuració real de les barres.
- Per definir les seccions de formigó caldrà fer un predimensionat que permeti ajustar millor les dimensions de les peces i no haver de repetir càlculs. En aquest sentit adoptar dimensions recomanades per les normatives és un mètode molt utilitzat. (apartat 3.4.1). També podeu dimensionar els elements estructurals com si tinguessin enllaços fixes (encastaments o articulacions) en funció de la posició de l'element.

I.3. HIPÒTESIS DE CÀLCUL

Les hipòtesis de càlcul aplicades a les estructures de formigó es regeixen pel capítol III de la EHE.

A efectes de la norma EHE, les accions es classifiquen segons la seva naturalesa, segons la variació en el temps i segons la seva variació en l'espai.

Cada una d'elles es subclasma segons el següent quadre:

Classificació	Tipus
Naturalesa	Directes (Pès propi, càrregues permanents, sobrecàrregues d'ús) Indirectes. (Dilatació tèrmica, deformacions imposades, càrregues de sisme)
Variació en el temps	Permanents(G) Actuen en tot moment i tenen valor constant. (pès propi de l'estructura i dels elements que graviten sobre ella) Permanents no constants (G*) Actuen sempre amb valors depenents del temps. (Accions reològiques, tèrmiques i de pretessat) Variables (Q) Poden actuar o no en l'estructura. (Sobrecàrregues d'ús i climàtiques) Accidentals (A) Accions amb petita possibilitat d'actuar, però de gran importància. (Impactes, explosions, sisme).
Variació en l'espai	Fixes. Accions que s'apliquen sempre en la mateixa posició. (Pès propi i càrregues permanents) Lliures. Accions amb una posició variable dins l'estructura. (Sobrecàrregues d'ús)

Entenem com a valor representatiu d'una acció al producte del valor característic per un factor Ψ_1 . El valor representatiu d'una acció pot ser múltiple, segons sigui la seva naturalesa, i és el valor que d'adopta en la comprovació dels estats límits.

En general, es determinen els valors Ψ_0 , Ψ_1 y Ψ_2 que correspondran a les accions representatives de **combinació**, de valor **freqüent** o de valor **quasipermanent**.

Els valors de càlcul de les accions es determinen aplicant el coeficient de seguretat γ_f aplicables als diferents tipus d'acció. En la comprovació dels estats límits últims, els valors dels coeficients de seguretat són:

Tipus d'acció	Situació persistent o transitòria		Situació accidental	
	Efecte favorable	Efecte desfavorable	Efecte favorable	Efecte desfavorable
Permanent	$\gamma_g = 1.00$	$\gamma_g = 1.35$	$\gamma_g = 1.00$	$\gamma_g = 1.00$
Permanent no constant	$\gamma_{g^*} = 1.00$	$\gamma_{g^*} = 1.5$	$\gamma_{g^*} = 1.00$	$\gamma_{g^*} = 1.00$
Variable	$\gamma_q = 0.00$	$\gamma_q = 1.5$	$\gamma_q = 0.00$	$\gamma_q = 1.00$
Accidental			$\gamma_a = 1.00$	$\gamma_a = 1.00$

En funció del tipus de control adoptat en el procés d'execució del projecte, els coeficients de seguretat d'efecte desfavorable es modificaran segons la següent taula:

Tipus d'acció	Nivell de control		
	Intens	Normal	Reduït
Permanent	$\gamma_g = 1.35$	$\gamma_g = 1.5$	$\gamma_g = 1.60$
Permanent no constant	$\gamma_{g^*} = 1.50$	$\gamma_{g^*} = 1.6$	$\gamma_{g^*} = 1.80$
Variable	$\gamma_q = 1.50$	$\gamma_q = 1.6$	$\gamma_q = 1.80$

En la comprovació dels estats límits de servei, els coeficients de seguretat a adoptar tenen valor $\gamma = 1.00$. Si la càrrega és variable i l'efecte és favorable, el valor a adoptar és $\gamma = 0.00$. En la comprovació d'una estructura cal adoptar diferents combinacions de càrregues per exemplificar diferents situacions a les que l'estructura pot estar sotmesa. Una combinació de càrregues queda definida com aquell conjunt d'accions compatibles que actuen simultàniament en una comprovació determinada. En l'article 13.2 i 13.3 s'especifiquen les combinacions per a diferents situacions de projecte. Simplificadament, en les estructures d'edificació es poden considerar les següents combinacions en el càlcul dels estats límits últims i de servei:

- Situacions amb una sola acció variable Q_{k1} :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$$

- Situacions amb dues o més accions variables:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} 0,9 \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$

En els estats límits de servei caldrà estudiar una situació quasipermanent addicional:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} 0,6 \gamma_{Q,i} Q_{k,i}$$

I.4. Càlcul dels estats límits en bigues i pilars.

I.4.1. Estat límit de servei de deformació màxima

En general, la deformació d'un element en el sentit longitudinal és molt petita, per la qual cosa no serà necessària la comprovació. En el sentit transversal, la deformació en l'extrem superior dels pilars produïda pel vent pot ser apreciable i en el cas de les bigues la deformació màxima acostuma a situar-se en la zona central, si està doblement recolzada, i en l'extrem lliure, si parlem d'un voladís.

La norma EHE estableix un mètode general de càlcul en el temps que només està justificat en aquells casos en el control de deformacions requereixi d'una gran precisió. L'apartat 50.2.2.1 determina els cantells mínims a adoptar per a elements sotmesos a flexió. El compliment d'aquest apartat eximeix del càlcul de la deformació donat que en aquestes condicions la fletxa és suficientment petita.

Sistema Estructural	Formigó molt armat	Formigó poc armat
Vigues biarticulades	14	20

Vigues encastada-articulada	18	24
Vigues biencastrades	20	30
Sostres recolzats en pilars (central)	17	25
Sostres recolzats en pilars (laterals)	16	22
Voladís	6	9

En els articles 50.2.2.2 i 50.2.2.3 s'estableix una formulació simplificada pel càlcul de la deformacions en el cas de no assolir els cantells mínims anteriors.

El valor de la deformació instantània aproximada l'obtindrem del llistat d'ordinador un cop processada l'estructura, utilitzant com a inèrcia la inèrcia equivalent calculada per la expressió que es defineix a continuació, amb l'armat corresponent a la secció central en un element amb dos recolzaments i a la secció d'encastament en un voladís:

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] I_f \leq I_b$$

On :

M_a Moment flector màxim aplicat a la secció en l'instant en que s'avalua la deformació.

M_f Moment nominal de fisuració de la secció calculat segons la següent expressió:

$$M_f = f_{ct,fl} * W_b$$

W_b Mòdul resistent de la secció bruta respecte a la fibra extrema de la secció a tracció.

F_{ct,fl} Resistència a flexotracció del formigó en N/mm² obtinguda a partir de l'expressió:

$$f_{ct,fl} = 0.37 * \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

I_b Moment d'inèrcia de la secció bruta respecte el centre de gravetat

I_f Moment d'inèrcia de la secció fisurada en flexió simple. Pel seu càlcul és necessari determinar la profunditat de la fibra neutra. El càlcul d'aquests dos paràmetres es troba en l'Annex 9 de la EHE. Per a una secció rectangular, les fórmules que permeten determinar els seus valors són:

$$\frac{X}{d} = n\rho_1 \left(1 + \frac{\rho_2}{\rho_1}\right) \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \left(1 + \frac{\rho_2}{\rho_1} \frac{d'}{d}\right)}{n\rho_1 \left(1 + \frac{\rho_2}{\rho_1}\right)^2}}\right)$$

Si $\rho_2=0$ (sense armat de compressió) l'expressió simplificada resulta:

$$\frac{X}{d} = n\rho_1 \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{n\rho_1}}\right)$$

I l'inèrcia fisurada:

$$I_f = nA_{s1}(d - X)\left(d - \frac{X}{3}\right) + nA_{s2}(X - d')\left(\frac{X}{3} - d'\right)$$

On:

- X** Profunditat de la fibra neutra.
- d** Cantell útil de la secció
- d'** Cantell total de la secció menys el cantell útil ($d'=h-d$)
- n** Relació entre mòduls d'elasticitat de l'acer i del formigó (E_s/E_c)
- ρ_1** Quantia geomètrica útil de l'armat de tracció (A_{s1}/bd)
- ρ_2** Quantia geomètrica útil de l'armat de compressió (A_{s2}/bd)
- A_{s1}** Àrea de l'armat de tracció
- A_{s2}** Àrea de l'armat de compressió

Com a mòdul d'elasticitat s'adoptarà el definit per la fórmula

$$E_0 = 8500 * \sqrt[3]{f_{cm}}$$

On :

- f_{cm}** Resistència mitja a l'edat del càlcul de la deformació en N/mm². (Pel càlcul de la resistència mitja en funció de la característica adreceu-vos als apunts de construccions). L'article 39.6 defineix uns coeficients correctors a aplicar en funció del tipus d'arid o de l'edat del formigó.

El formigó armat és un material que pateix una fluència important que pot provocar problemes de deformació a llarg termini. Per això, el valor de la deformació que pot perjudicar més a d'altres elements constructius no és el valor instantani, sino el diferit a temps superior a 5 anys. L'article 50.2.2.3 estableix la formulació de càlcul en funció de la quantia d'armat a compressió i de la duració de les càrregues. El valor de la deformació diferida s'obté a partir de la instantània, multiplicant-la per un factor λ obtinguda amb la següent expressió:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

On:

- ρ'** Quantia geomètrica de l'armadura de compressió
- ξ** Coeficient que depen de la durada de la càrrega. Per a 5 anys el seu valor és 2

Pel que fa a l'EUROCODIGO 2 (un altre norma de referència habitual) les deformacions queden limitades a magnituds relacionades amb la longitud de la barra i estan en l'ordre d'entre L/250 i L/500, segons el tipus d'element (**L** és la longitud lliure sense recolzaments de l'element).

En aquest Eurocodi, de la mateixa manera que la EHE, també s'estableixen unes dimensions mínimes, en relació a la llum, dels elements estructurals de forma que aquest estat límit sempre es compleix.

Les dimensions s'expressen en la següent taula:

Sistema Estructural	Formigó molt sol·licitat	Formigó poc sol·licitat
Vigues biarticulades	18	25
Vigues encastada-articulada	23	32
Vigues biencastades	25	35
Sostres recolzats en pilars	21	30
Voladís	7	10

Fixem-nos que els valors de la norma EHE són més limitants que els de l'Eurocodi.

Pel que fa als pilars no hi ha cap normativa específica. Respecte a les limitacions de deformació podem adoptar les de l'Eurocodi, i per determinar unes dimensions raonables és una regla molt utilitzada l'establir la seva esquadria mínima a partir de la fórmula de Navier considerant l'axil total, el moment amb una excentricitat de l'axil doble de la mínima i resistència màxima el 80% de la resistència de càlcul del formigó.

I.4.2. ESTAT LÍMIT DE SERVEI DE FISURACIÓ

Es tracta de comprovar que l'amplada de les fisures en el formigó traccionat són inferiors als següents valors en funció de l'ambient on es situa l'element estructural:

AMBIENT	AMPLADA DE LA FISURA w_k
I	0.4 mm
IIa, IIb, H	0.3 mm
IIIa, IIIb, IV, F	0.2 mm
IIIc, Qa, Qb, Qc	0.1 mm

El càlcul general de l'amplada de la fisura s'ha de fer segons l'apartat 49.2.5 de la norma EHE. L'amplada de la fisura depèn de l'allargament de l'armadura i la separació entre fisures. Aquest valor es calcula a partir de l'expressió:

$$w_k = \beta * s_m * \varepsilon_{sm}$$

On:

β Coeficient de valor 1.7 en la majoria dels casos

s_m Separació mitjana de les fisures, en mm que s'obté mitjançant l'expressió:

$$s_m = 2c + 0,2s + 0,4k_1 \frac{\phi A_{c,eficaz}}{A_s}$$

ε_{sm} Allargament mig de l'armadura en la fisura, calculat amb l'expressió:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - k_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

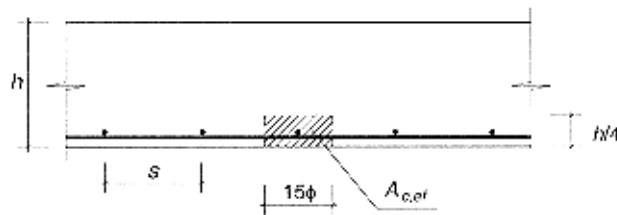
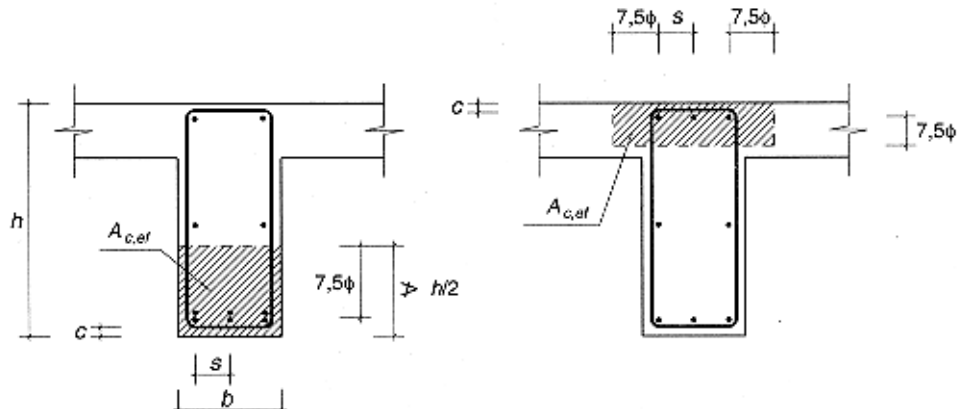
c Recobriment del formigó

s Distància entre barres longitudinals. Si $s > 15\varnothing$, s'adopta $s=15\varnothing$

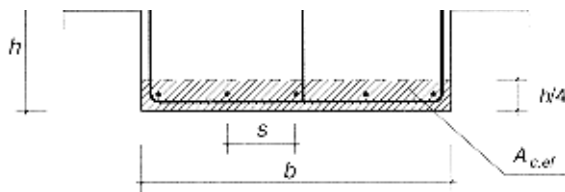
k_1 Coeficient en funció del diagrama de deformació de la secció. Per bigues amb una zona a compressió, $k_1=0.125$

\varnothing Diàmetre de la barra més gruixuda o diàmetre equivalent per a grups de barres.

$A_{c,eficax}$ Àrea del recobriment que actua de forma efectiva en l'obertura de la fisura. El seu valor l'obtidrem de les figures adjuntes segons els cassos següents:



CASO 3
VIGAS PLANAS, MUROS, LOSAS CON $s > 15\phi$



CASO 2
VIGAS CON $s \leq 15\phi$

- A_s Àrea de l'armadura situada en l'àrea $A_{c,eficax}$
- σ_s Tensió de servei de l'armadura en hipòtesis de secció fisurada
- E_s Mòdul de deformació longitudinal del formigó
- k_2 Coeficient de valor 1.0 per a càrregues instantànies i 0.5 per a la resta
- σ_{sr} Tensió de l'armadura en el moment de la fisuració del formigó

Els valors de σ_{sr} i σ_s els podem obtenir a partir de les expressions:

$$\sigma_{sr} = \frac{M_{fis}}{0,8dA_s}$$

$$\sigma_s = \frac{M_k}{0,8dA_s}$$

On:

M_{fis} Moment en el qual la fibra més traccionada arriba al valor $f_{ct,m}$

M_k Moment màxim de servei
 d Cantell útil de la secció
 A_s Àrea d'acer a tracció

El valor de $f_{ct,m}$ s'obté amb l'expressió:

$$f_{ct,m} = 0.30 \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

On:

f_{ck} Resistència característica del formigó a compressió en N/mm^2

De la formulació anterior es dedueix que per controlar la fisuració cal reduir al màxim el recobriment, reduint la separació entre armadures i utilitzant diàmetres petits. Tot això dins dels marges establerts per la norma (mínim recobriment per durabilitat, mínima separació constructiva, ...).

També es desprén que les bigues amb menys cantell tenen un àrea eficaç més petita i, per tant, menys fisuració (tot i que aquests elements estructurals tenen més deformació global i menys capacitat resistent). Finalment, si malgrat tot, encara tenim una fisuració excessiva, només podrem reduir la fisuració col·locant una quantitat d'armadura més gran de la estrictament necessària.

La norma, en els articles 49.2.1 i 49.3 i 49.4 determina la comprovació de la fisuració que apareix en el formigó per compressió, tallant i torsió. Aquestes comprovacions solen ser necessàries per al formigó pretessat i per aquells elements de formigó armat molt sol·licitat per algun d'aquests esforços. En general, les bigues de formigó armat pateixen més de flexió que d'un altre esforç, per la qual cosa només farem les comprovacions quan el valor de les compresions, tallant i torsió siguin predominants.

I.4.3. ESTAT LÍMIT ÚLTIM DE TRENCAMENT.

I.4.3.1. Trencament per sol·licitacions normals

El trencament d'un element de formigó armat es pot produir en qualsevol punt d'un d'una estructura com a conseqüència d'un esforç prou elevat. Com sabem, els esforços en estructures planes poden ser l'axil, el tallant i el moment flector.

De forma general, el mètode en que es basa el dimensionat que farem dels elements de formigó armat és el que es coneix amb el nom de mètode de càlcul en esgotament i es basa en considerar una **deformació plana de la secció de manera que en tot moment es produeixi l'esgotament d'alguna part de la secció.**

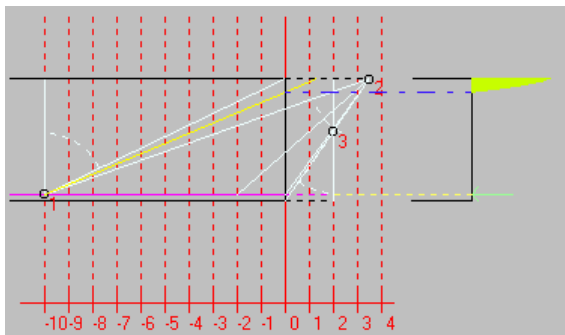
El mètode està explicat en l'article 42 de la norma.

En qualsevol cas, el mètode implica la resolució d'un sistema d'equilibri de dues equacions amb dues incògnites a partir de les característiques i quantitats de cada un dels materials. El mencionat es determina per tanteig variant les quantitats de material per obtenir un equilibri. Aquest procés de tampteig pot ser llarg i per aquesta raó diversos

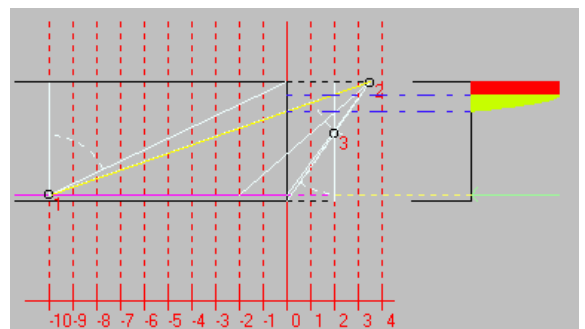
autors han elaborat unes taules o diagrames que permeten obtenir directament la quantitat d'armadura (capacitat mecànica) a partir dels esforços normals.

També teniu a la vostra disposició en l'Oficina Tècnica els programes Hormi i Hormiwin que permeten obtenir els mateixos resultats.

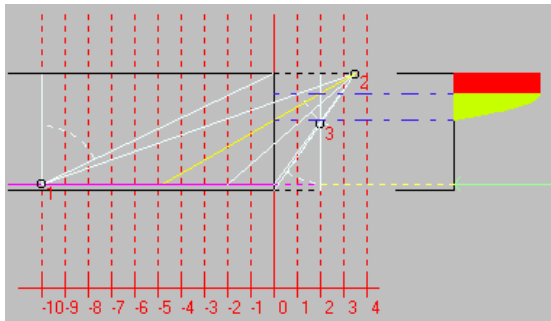
Del programa Hormiwin es presenten els següents esquemes de trencament:



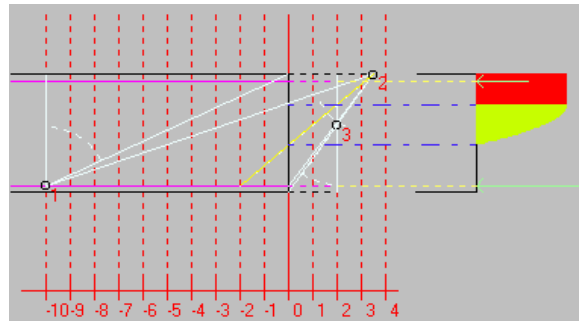
Esquema 1



Esquema 2



Esquema 3



Esquema 4

En l'esquema 1 es mostra una biga sobredimensionada. L'acer es trenca per tracció i el formigó no arriba ni al límit plàstic. (3.5 per mil)

En l'esquema 2 tant l'acer com el formigó estan al límit. És el punt de màxim rendiment de la biga.

En l'esquema 3 només està al límit el formigó. La secció cada cop està més comprimida i serà poc dúctil (capacitat d'avis de la secció abans de trencar-se). Es desaprofita acer que no arriba al límit de la seva capacitat

En l'esquema 4 el formigó no pot suportar la compressió i haurem d'introduir armat de compressió. Això farà més dúctil la secció. Es desaprofita l'acer en tracció. La biga és massa petita per suportar la càrrega.

Cal recordar que, en cas d'existir un axil de compressió, els moments flectors quedaran augmentats un cop calculat l'estat límit últim de pandeig, per la qual cosa el càlcul del pandeig ha de ser prèvi al del trencament.

I.4.3.2. Trencament per sol.licitacions tangents (tallant)

Pel dimensionat de seccions de formigó sotmeses a sol.licitacions tangents, donat que es tracta d'elements líniais, farem servir el mètode definit en l'article 44.2 de la norma.

Les comprovacions que cal realitzar de forma simultània són:

$$\begin{aligned}V_{rd} &\leq V_{u1} \\V_{rd} &\leq V_{u2}\end{aligned}$$

On:

V_{rd} és el tallant efectiu de càlcul

V_{u1} és el tallant que esgota l'ànima de la secció per compressió oblicua

V_{u2} és el tallant que esgota l'ànima de la secció per tracció oblicua

Per comprovar l'inequació 1, el tallant efectiu és el tallant de càlcul que es produeix, no en l'eix del recolzament, sino en la cara externa.

Per comprovar la segona inequació, el tallant reduït és el tallant de càlcul a un cantell útil de la cara del recolzament.

El valor de la compressió que suporta l'ànima de la secció ve definit per la següent equació:

$$V_{u1} = K f_{1cd} b_0 d \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta}$$

On:

f_{1cd} Resistència a compressió oblicua del formigó: $f_{1cd} = 0.6 f_{cd}$

b_0 i d Base i el cantell útil de la secció.

K Coeficient de reducció per esforç axil que es calcula segons l'expressió:

$$K = \frac{5}{3} \left(1 + \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}} \right) \leq 1.00$$

σ'_{cd} Tensió axil efectiva de la secció. Es calcula dividint l'axil de càlcul per la àrea de la secció.

α Angle de les armadures de tallant amb la direcció de la secció.

θ Angle de les bieles de compressió respecte la direcció de la secció.

La direcció de les bieles de compressió depen de la combinació d'esforços de la secció. Com aquesta varia segons la posició de la secció respecte l'origen de la barra, el valor de l'angle θ és difícil de calcular. Per això la norma permet simplificar i adoptar un angle mig de 45°.

Per comprovar l'inequació 2 cal determinar el valor de V_{u2} que és la suma dels valors de la col.laboració del formigó (V_{cu}) més la col.laboració de l'armat transversal (V_{su}) si existeix.

En aquest sentit la norma estableix una formulació específica per a cada situació.

La col.laboració del formigó es quantifica a partir de la següent equació:

$$V_{cu} = \left[K_s * \xi * (100 * \rho_l * f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0,15 * \sigma'_{cd} \right] * b_0 * d * \beta$$

on:

K_s Factor que depen de si la biga disposa o no d'armat transversal. Si no en te, K_s=0,12. Si en te K_s=0,10

ξ Factor que depen del cantell de la secció. S'avalua a partir de la següent expressió:

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

ρ_l Quantia geomètrica de l'armat longitudinal a tracció de la secció. Aquest valor no pot superar el 2%.

σ'_{cd} Tensió axil efectiva de la secció. Es calcula dividint l'axil de càlcul per la àrea de la secció.

b₀ i d Base i el cantell útil de la secció.

β Expressió que depen de l'angle d'inclinació de les bieles de compresió. En general, seguint la simplificació de θ=45° el seu valor és 1.

L'estudi de la col.laboració de l'acer permet dimensionar el gruix de l'armadura i la separació entre estreps. L'equació per obtenir la contribució de l'armat transversal és (per cada unitat d'estrep):

$$V_{su} = \frac{0.9 * (A_s * f_{yd}) * d}{S_t}$$

On:

A_s*f_{yd} és la capacitat mecànica del nombre de seccions que travessen una secció perpendicular a la direcció del tallant.

En cap cas es pot considerar un valor de f_{yd} > de 400 N/mm²

d és el cantell útil (cm)

S_t és la separació entre estreps (cm)

I.4.4. ESTAT LÍMIT ÚLTIM D'ANCORATGE

En general, aquest estat límit serveix per dimensionar la longitud suplementària d'armadura per transferir els esforços de tracció o compresió de l'acer al formigó.

En aquest sentit es defineixen dues situacions de l'armadura segons la posició dintre de la secció de formigó. Les posicions determinen dues situacions, una favorable i una

desfavorable, respecte la capacitat d'ancoratge. Simplificant, la posició I d'adherència bona s'aplica en pilars i zones inferiors de bigues i lloses. La posició II d'adherència dolenta s'aplica en les zones superiors de les bigues i lloses. (Art. 40.1)

D'altra banda, l'ancoratge es pot fer per perllongació recta de l'armadura (recomanació de la norma), mitjançant un plec en el cas de les barres de tracció o bé soldant una barra transversalment. El plec normalitzat s'executa amb un radi de corvatura d'entre 4 i 14 \varnothing segons el tipus d'acer i el seu diàmetre i es perllonga 5 \varnothing més.

La longitud d'ancoratge neta s'obté a partir de la bàsica aplicant uns factors de reducció en funció del rendiment de l'ancoratge i de la relació entre l'armat mínim i el col.locat en obra. La longitud neta no pot ser mai inferior als següents valors:

- 10 \varnothing
- 15 cm
- 1/3 de la bàsica a tracció i 2/3 de la bàsica a compressió

La longitud bàsica s'obté mitjançant les següents expressions:

Barra en posició I (bona adherència):

$$l_{bl} = m * \varnothing^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} * \varnothing$$

Barra en posició II (adherència dolenta)

$$l_{bII} = 1.4 * m * \varnothing^2 \geq \frac{f_{yk}}{14} * \varnothing$$

on el factor m depen de la resistència de l'acer i del formigó, segons la següent taula:

Formigó (en N/mm ²)	M	
	B-400	B-500
25	12	15
30	10	13
35	9	12
40	8	11
45	7	10
50	7	10

En aquesta taula es pot comprovar que no és massa econòmic utilitzar acers de molt alta resistència amb formigons de baixa resistència per que la longitud d'ancoratge augmenta innecessàriament.

La longitud neta s'obté mitjançant la següent expressió:

$$l_{b, neta} = l_b * \beta * \frac{A_s}{A_{s, real}}$$

on:

β és un factor de reducció que s'obté a partir de la següent taula:

Tipus d'ancoratge	Tracció	Compresió
Perlongació recta	1	1
Patilla o ganxo	0,7 (si recobriment >3Ø) o 1	1
Barra transversal	0,7	0,7

Si el que s'ancora són grups de barres cal augmentar la longitud un 30% per a dues barres, un 40% per grups de tres barres i un 60% per a quatre barres.

I.4.5. ESTAT LÍMIT ÚLTIM DE PANDEIG

El fenomen de pandeig en elements de formigó és extraordinàriament complicat. Conscient d'això, la norma estableix en l'article 43.5.1 un mètode general i en l'article 43.5.2 un mètode aproximat vàlid pels elements estructurals de secció i armadura constant amb esbeltesa mecànica (λ) menor o igual que 100 (la major part dels suports estan dins d'aquest interval) Si un suport té esbeltesa mecànica inferior a 35 no cal considerar el pandeig. (l'esbeltesa mecànica es calcula de la mateixa manera que la d'una estructura d'acer i cal remètre's als apunts de construccions)

El mètode consisteix en simular una excentricitat addicional de l'esforç axil (en definitiva, incrementar el valor del moment de primer ordre o existent en un factor ($N^* e_a$) on N és l'axil i e_a l'excentricitat de segon ordre derivada del pandeig. Si el pilar suporta un moment flector, a l'excentricitat de primer ordre se li sumarà la de segon ordre. En qualsevol cas, l'excentricitat total no pot ser inferior a l'excentricitat mínima deguda a l'incertitud de la posició de l'axil que, segons l'article 42.2.1 és:

$$e_{min} \geq \begin{cases} h/20 \\ 2 \end{cases}$$

On:

h és el cantell en la direcció més desfavorable. Tots els valors en cm.

El valor de l'excentricitat de primer ordre (o real) depen de si l'estructura és o no traslacional (si pot o no moure's horitzontalment). L'expressió que ens permet determinar-la és la següent:

Excentricitat real e_e	Tipus de pilar
$e_e = 0,6e_2 + 0,4e_1 \geq 0,4e_2$	Intraslacionals
$e_e = e_2$	Traslacionals

On:

e₁ Excentricitat mínima de primer ordre

e₂ Excentricitat màxima de primer ordre

El valor de l'excentricitat de segon ordre es determina, per seccions rectangulars, a partir de la següent expressió:

$$e_a = (1 + 0,12\beta) * (\varepsilon_y + \varepsilon) * \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} * \frac{l_0^2}{50i_c}$$

On

h és el cantell total paral.lel al pla de pandeig que es considera

e_e és l'excentricitat de primer ordre

l₀ és la longitud de pandeig

i_c és el radi de gir de la secció en la direcció que es considera.

ε_y és la deformació de l'acer per a la tensió de càlcul. Es determina dividint la resistència de càlcul pel mòdul d'elasticitat.

ε és un paràmetre de fluència amb els següents valors:

ε=0.003 si l'axil quasipermanent característic és menor que el 70% de l'axil total

ε=0.004 si l'axil quasipermanent característic és major que el 70% de l'axil total

β és el factor d'armat amb els següents valors:

β=1 si l'armat és perpendicular a la direcció del pandeig

β=3 si l'armat és paral.lel a la direcció del pandeig

β=1.5 si l'armat està repartit uniformement

BIBLIOGRAFIA:

(El nombre d'asteriscs (*, **, ***) indica el grau de dificultat del text)

Anàlisi matricial de estructures de barres ***

Lluís Moya Ferrer
Col.lecció Aula d'arquitectura
Edicions UPC

Comentari:

Es tracta el tema del càlcul d'esforços en estructures formades per barres sotmeses a qualsevol tipus d'acció exterior. El llibre desenvolupa dos temes, l'un desde el punt de vista de les hipòtesis de resistència de materials i l'altre tenint en compte els efectes anomenats de segon ordre, com el pandeig o l'escursament axial degut a la flexió. En tots dos casos de la forma més general possible. Desenvolupa un programa d'ordinador amb una entrada de dades absolutament ortopèdica i amb algunes subrutines que no segueixen estrictament el desenvolupament teòric. No obstant això és un programa amb la màxima generalitat possible. Els capítols destinats al programa es poden saltar si no es coneix en profunditat el llenguatge de programació FORTRAN (per tant que ningú es prengui la molèstia d'escriure'l en un tractament de textos perquè no funciona).

D'altra banda, no intervé en la bibliografia una cita d'un investigador que tracta el tema de l'optimització de l'amplada de banda en les matrius de rigidesa de l'estructura, cosa que és una llàstima.

Manual del programa PORTICS

Josep Claramunt Blanes
Edicions del Departament d'Enginyeria Agrària
ESAB

Comentari:

És el manual del programa PORTICS de càlcul d'esforços en estructures de barres en el pla. El seu ús és imprescindible en el curs d'Anàlisi i Càlcul constructiu donat que el càlcul de l'estructura d'exemple es fa amb aquest programa. Tant el programa com el manual són gratuïts pels alumnes de l'assignatura (només cal fer les còpies del programa i del manual).

Càlcul d'estructures *

Francesc Navés Viñas
Miquel Llorens Sulivera
Col.lecció Aula d'arquitectura
Edicions UPC

Comentari:

Llibre on es tracta el tema de forma molt simple, apte per a persones que s'inicien en el càlcul d'estructures simples.

S'expliquen els conceptes de càrregues, reaccions, esforços, tensions i deformacions i la formulació per establir les relacions entre elles.

No obstant això, no explica el procés més complex que implica el càlcul dels diagrames d'esforços en estructures isostàtiques, cosa que hauria estat de molt interès. El capítol dedicat al "mètode operatiu de càlcul de diagrames" s'el podrien haver estalviat.

Cal fer atenció a la normativa que cal actualitzar (per exemple, les normes "MV-" ja han estat derogades i substituïdes)

Hormigón armado volums I i II * (depèn del tema **)

P. Jiménez Montoya

A. García Meseguer

F. Morán Cabré

Gustavo Gili

Comentari:

Volum 1: El llibre segueix una estructura semblant a la de la norma EH-91, ampliant i comentant aspectes concrets que no queden prou especificats per la normativa. Pel que fa als continguts relacionats amb l'assignatura de Construccions, són imprescindibles els capítuls 1, 2, 3, 4, 5, 7 i els apartats 8.2, 8.3 i 8.7

La resta de capítuls fan referència al control o al càlcul dels elements estructurals fets amb aquest material, cosa que queda fora de l'àmbit de l'assignatura.

Volum 2: Dedicat al dimensionat de seccions de formigó. La primera part correspon als àbacs de càlcul de totes les formes possibles. En la segona part es tracta el tema del càlcul d'elements estructurals mitjançant ordinador. Els programes són una mica passats de moda tenint en compte que estan fets per ordinadors del tipus ZX-SPECTRUM (una cosa de la qual vosaltres ni n'haureu sentit a parlar). No obstant això, implementats en ordinadors més potents i amb una mica d'imaginació es poden aconseguir programes més útils i interactius.

D'altre banda, encara ho hem tingut pressupost per demanar a la biblioteca que s'actualitzin els llibres a la nova normativa. Això és especialment important en el segon volum on la major part dels diagrames per al càlcul d'armat del formigó han quedat fora de normativa (tots aquells inferiors a H-25)

Eurocódigo 2*

Proyecto de estructuras de hormigón.

Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación

Comentari:

Els eurocòdis són el resultat d'un dels projectes normatius més impresionants que hagi pogut fer l'home. Es tracta d'un cúmul de normatives que abarca tots els temes possibles sobre enginyeria civil. En aquest cas, l'Eurocòdi 2, en les seves diverses parts tracta els temes que s'especifiquen en l'apartat 1.1.3 (pag.20) i que van desde obres de formigó en massa fins a preses. En general estan formats a partir de les normatives dels diferents països i incorpora coeficients i sistemes similars però revisant tots els conceptes per adaptar-los als darrers coneixements en la matèria. Tot i que encara no han entrat en vigor, representen una referència obligada especialment en aquells temes en que les normes vigents són confuses o incomplertes, com el cas de les limitacions en les deformacions.

Instrucción de hormigón estructural EHE*

Comentari:

En aquest text normatiu es defineixen les característiques que ha de complir el projectes que continguin construccions executades amb formigó, dels materials que el constitueixen, de l'execució dels elements estructurals amb ell fabricats, del seu càlcul i del seu control.

Es recorda que l'article 1 diu " *El autor del proyecto y el director de la obra estan obligados a conocer y tener en cuenta las prescripciones de la presente instrucción, pero, es uso de sus atribuciones, bajo su personal responsabilidad y previa justificación de que no se reducen los niveles de prestaciones, emplear sistemas de cálculo, disposiciones constructivas, etc, diferentes.*"

Norma Básica de la edificación NBE-AE-88" Acciones en la edificación*

Comentari:

En aquest text normatiu es defineixen els valors de les càrregues característiques a aplicar a qualsevol estructura. Les càrregues sísmiques han quedat derogades i substituïdes per una de nova. De fet és una reedició de l'antiga norma MV. L'únic canvi respecte de l'anterior és la desaparició de la categoria d'habitatges barats.

També conté una edició de les normes NTE que no són d'obligat compliment però poden ajudar-nos en aquells casos especials no contemplat per la NBE.

Manual de detalles en obras de hormigón armado*

José Calavera Ruiz

INTEMAC

Aquest llibre és un compendi de detalls d'elements estructurals de formigó armat ordenat per temes, desde bigues i pilars fins a murs de contenció. Com a eina pedagògica són extraordinaris i, malgrat que estan disponibles en format DWG, no són massa pràctics desde el punt de vista professional donat que poques vegades tens casos tan típics.

Com totes les obres d'aquest autor, la coherència i el criteri són exemplars.

Biblioteca de detalles*

CYPE Ingenieros

El mateix que el d'INTEMAC, però una mica (per ser benvolent i no dir molt) més dolent.

Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón*

José Calavera Ruiz

INTEMAC

Aquest llibre és com una mena de recull que pretén respondre a la pregunta "todo lo que Ud quiera saber sobre las estructuras de hormigón y no se atrevió a preguntar". És un llibre en el què es tracten tots els aspectes sobre les estructures de formigó tenint en consideració totes les normatives més importants sobre el tema (la EHE, l'Eurocodi, l'ASCI americana, la BAEL francesa, la DIN alemana, ...) i les darreres investigacions sobre el tema, moltes de les quals són del propi INTEMAC. Com totes les obres d'aquest institut (totes elles recomanades) són concises, amb un llenguatge específic i sense judicis de valor no demostrables, senzill (quasi minimalista), però amb un rigor impecable. Crec que, juntament amb el Jiménez, García, Morán, és el llibre més important sobre càlcul d'estructures de formigó.