

# PREZENTARE CALCULUL LA FORȚĂ TĂIETOARE CONFORM SR EN 1992-1-1:2004. COMPARAȚIE CU PREVEDERI STAS 10107/0-90, AICI 318M-08, NZS 3101:2006

*Ionel BONTEA<sup>1)</sup>, Dragoș MARCU<sup>1)</sup>*

## **Rezumat**

Prezentul articol își propune să compare dimensionarea la forță tăietoare a grinzilor de beton armat conform STAS 10107/0-90, SR EN 1992-1-1:2004, AICI 318M-08, NZS 3101-2006. Vom urmări în special trecerea de la prevederi STAS 10107/0-90 la SR EN 1992-1-1:2004 și consecințele directe.

## **Abstract**

This article intends to compare the design of reinforced concrete beams to shear force according to STAS 10107/0-90, EN 1992-1-1:2004, AICI 318M-08, NZS 3101-2006. In particular we will be interested in the transition from STAS 10107/0-90 to SR EN 1992-1-1:2004 and the resulting consequences.

## **1. Introducere**

În urma aderării României la Uniunea Europeană, în sectorul construcțiilor și nu numai, țara noastră se află în ultimii ani într-un amplu proces de actualizare a stasurilor și standardelor naționale, pentru a le aduce în acord cu legislația europeană. Pe lângă faptul că se dorește ca toate statele membre să adopte o serie de standarde comune, acest proces de actualizare (modernizare) este unul normal și firesc și se bazează pe o înțelegere mai bună a fenomenelor, dezvoltarea de noi modele teoretice de calcul și analiză, dar și valoroase date experimentale. Totuși în pofida performanțelor obținute în ultimii ani în domeniul construcțiilor, știm foarte bine că există anumite zone în cadrul proiectării structurilor pentru construcții unde cunoașterea acestor fenomene este incompletă iar modul de calcul este conservator. Printre acestea se remarcă calculul la forță tăietoare la elementele din beton armat, iar această lipsa suficientă de cunoaștere se traduce și prin abordări diferite în mai multe standarde. În cele ce urmează facem referire la cazul grinzilor solicitate la forță tăietoare, însă problemele sunt similare și în cazul altor elemente structurale.

Trecerea de la STAS 10107/0-90 la SR EN 1992-1-1:2004 schimbă în mod fundamental calculul la forță tăietoare așa cum îl știam. Diferențele sunt (foarte) mari din punct de vedere teoretic și se reflectă direct în ceea ce privește cantitatea de armătură necesară pentru preluarea forței tăietoare, cu consecințe economice directe, greu de justificat față de clienți (dacă până acum puteam vorbi de un consum mediu în grinzi de 160-180 kg oțel/mc beton, aplicarea SR EN 1992-1-1:2004 conduce la valori substanțial mai mari).

Prezentul studiu își propune să compare dimensionarea la forță tăietoare a grinzilor unui cadru de beton armat după diferite standarde, și anume: STAS 10107/0-90, SR EN 1992-1-1:2004, AICI 318M-08, NZS 3101-2006. Vom numi în continuare aceste norme STAS, EC2, AICI și NZS.

---

<sup>1)</sup> – inginer diplomat la S.C. POPP & ASOCIAȚII S.R.L.

## 2. Date referitoare la modelul de calcul

Clădirea supusă spre analiză urmează a se realiza în București, are funcțiunea de clădire de birouri cu structură în cadre de beton armat și regim de înălțime P+4E+Et. 5 retras. Clădirea are 4 deschideri: 2 centrale de 8,10m și 2 de 7,50m; și 8 travei: 2 de 6,15m (câte una la fiecare extremitate) și 6 de 6,75m. Înălțimea parterului este de 5,00m și cea a etajului curent de 4,20m. Pentru acest studiu s-a mai considerat amplasarea acestei clădiri în orașul Cluj. De asemenea pentru această comparație s-au folosit două tipuri de oțel: PC52 și BST500S, cel din urmă începând să se impună pe piață din ce în ce mai mult datorită caracteristicilor de rezistență sporite față de PC52 (ceea ce implică un consum mai mic de armătură), dar cu caracteristici de ductilitate în limita celor recomandate de norme.

	BUCUREȘTI	CLUJ
Clasa de ductilitate	H	M
Factorul de comportare (q)	5*1,35	3,50*1,35

Din punct de vedere seismic diferența datorată amplasamentului este majoră (de la 0,24g la 0,08g), și practic pentru clădirea situată în orașul Cluj încărcările din seism sunt mult reduse astfel încât am considerat încadrarea structurii în clasa medie de ductilitate (ceea ce implică condiții mai relaxate de detaliere a armăturii).

### Încărcări considerate în calcul

Placă de etaj curent	
Permanentă	1,50 kN/m <sup>2</sup>
Utilă	3,00 kN/m <sup>2</sup>
Placa terasă	
Permanentă	4,50 kN/m <sup>2</sup>
Utilă	3,00 kN/m <sup>2</sup>
Zăpadă	2,00 kN/m <sup>2</sup>

### Predimensionare

În urma predimensionării pe criterii de rigiditate și rezistență au rezultat următoarele tipuri de secțiuni:

Element	BUCUREȘTI	CLUJ
Stâlpi	65x65cm	55x55cm
Grinzi cadru transversal	35x70cm	30x65cm
Grinzi cadru longitudinal	35x65cm	25x55cm
Planșeu	18cm	18cm

## 3. Calculul la forță tăietoare. Scurte considerații comparative pentru normele menționate

Așa cum am menționat anterior, calculul la forță tăietoare diferă între norme. Mecanismul de preluate a forței tăietoare este unul complex și practic este compus din aportul a două componente: beton și armătură. Dacă despre calculul armăturii transversale putem spune că

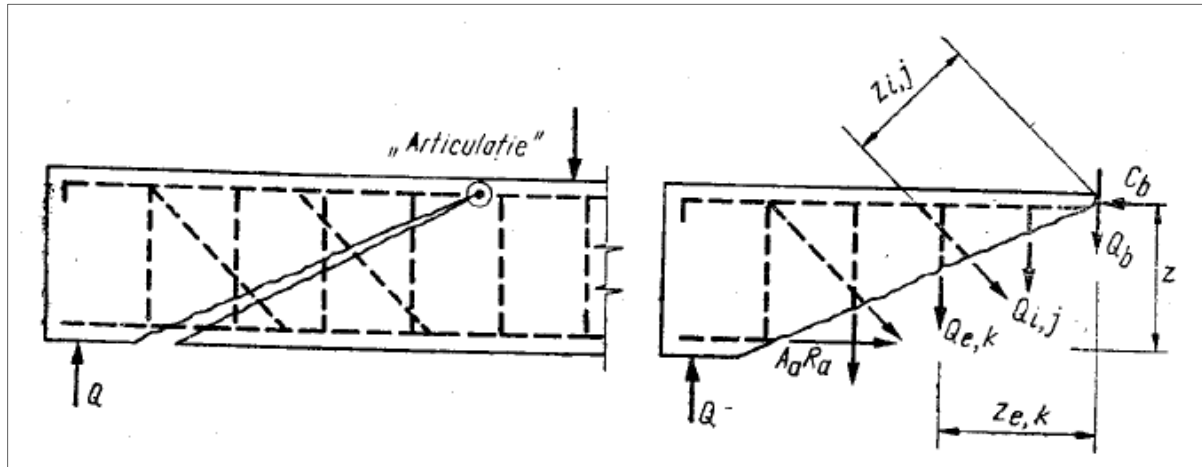
este intuitiv, lucrurile se complică atunci când ne referim la componenta de beton, a cărei capacitate se calculează după niște formule empirice.

Componentă, Standard	EC2	NZS	ACI	STAS
Beton	-	*	•	•
Armătură	•	•	•	•
* - în zonele plastice potențiale ale elementelor disipative nu ia în calcul capacitatea betonului de a prelua forță tăietoare				

Pentru calculul la forță tăietoare EC2 nu ține cont deloc de capacitatea betonului indiferent de tipul solicitării (gravitațional sau seismic, însă permite alegerea înclinării diagonalei comprimate la acțiunea gravitațională), NZS permite considerarea aportului betonului de a prelua forță tăietoare doar în afara zonelor disipative, iar ACI și STAS contează și pe capacitatea betonului dar în moduri diferite.

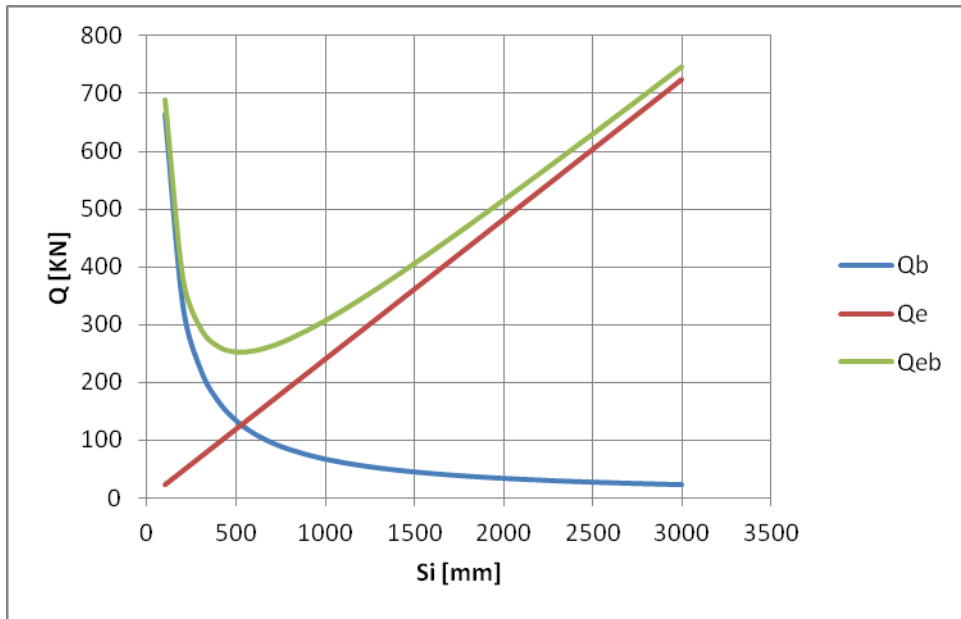
### Metoda de calcul conform STAS

Conform STAS, calculul în secțiuni înclinate la acțiunea forței tăietoare se bazează pe metoda echilibrului limită în secțiuni înclinate – se consideră un mecanism de cedare cu un grad de libertate, alcătuit din tronsoanele de grindă separate de fisura înclinată, care se rotesc relativ. În stadiul limită de solicitare în lungul fisurii, echilibrul se poate exprima printr-o ecuație de proiecție pe normala la axa elementului și o ecuație de momente în raport cu punctul de aplicare a rezultantei eforturilor de compresiune din beton ca în figura de mai jos.



Contribuția betonului la preluarea forței tăietoare prin betonul din inimă și din talpa comprimată se exprimă prin  $Q_b$  – forța tăietoare preluată de zona comprimată a secțiunii, și se determină empiric.

Așa cum am arătat preluarea forței tăietoare se realizează prin două componente: beton și armătură. În funcție de înclinarea fisurii contribuția celor două componente este diferită, și anume: cu cât fisura este mai înclinată, capacitatea betonului de a prelua forță tăietoare este mai mică, dar crește capacitatea armăturii (crește numărul de etrieri intersectați de fisură).



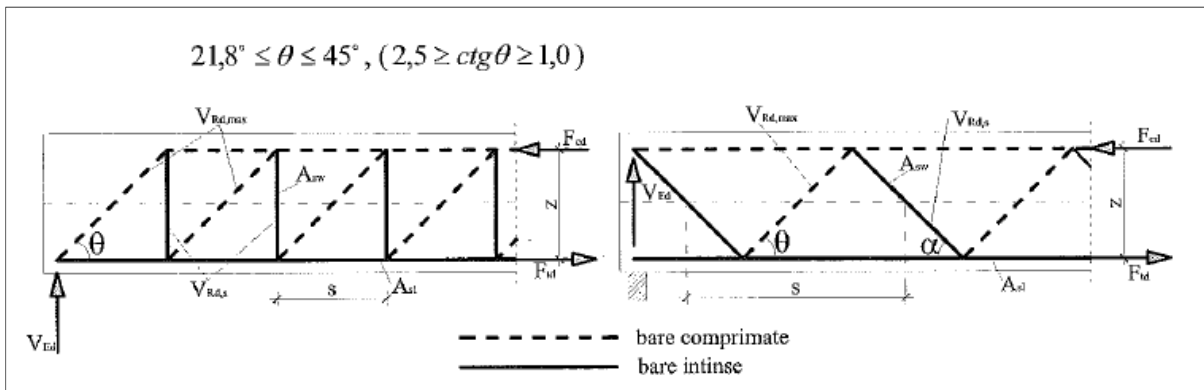
Variația capacității betonului și armăturii în funcție de înclinarea fisurii

Calculul practic constă în determinarea capacității minime pentru cele două componente (punctul de intersecție al componenteii betonului și a armăturii în funcție de înclinarea fisurii, deci determinarea fisurii critice).

### Metoda de calcul conform EC2

Conform EC2 modelul analitic propus pentru calcul se bazează pe modelul clasic de grindă cu zăbrele static determinată, propus de Mörsh E. (Concrete-Steel Construction. McGraw-Hill, 1909). Acest model presupune o fisurare înclinată la  $45^{\circ}$ , forța tăietoare fiind preluată integral de elementele inimii (etrierii). Numeroase cercetări experimentale au evidențiat deosebiri importante între acest model și comportarea reală, ceea ce înseamnă că acest model este unul destul de acoperitor.

În EC2 (vezi 6.2.3, alineat (2)) înclinarea  $\theta$  a diagonalei de beton se poate alege cu valori cuprinse între  $21.8^{\circ}$  -  $45^{\circ}$ , cu excepția zonelor plastice potențiale ale elementelor disipative, unde înclinarea diagonalei se ia egală cu  $45^{\circ}$  (conform SR EN 1998-1:2004). În afara zonelor disipative, problema care se evidențiază este determinarea acest unghi  $\theta$ , formularea din EC2 fiind neclară și lasă loc de interpretare fiecărui inginer proiectant, dar pe ce criterii? De ce este așa de important? pentru că în funcție de unghiul ales va diferi și cantitatea de armătura transversală, atâta timp cât forța se va prelua numai prin intermediul etrierilor.

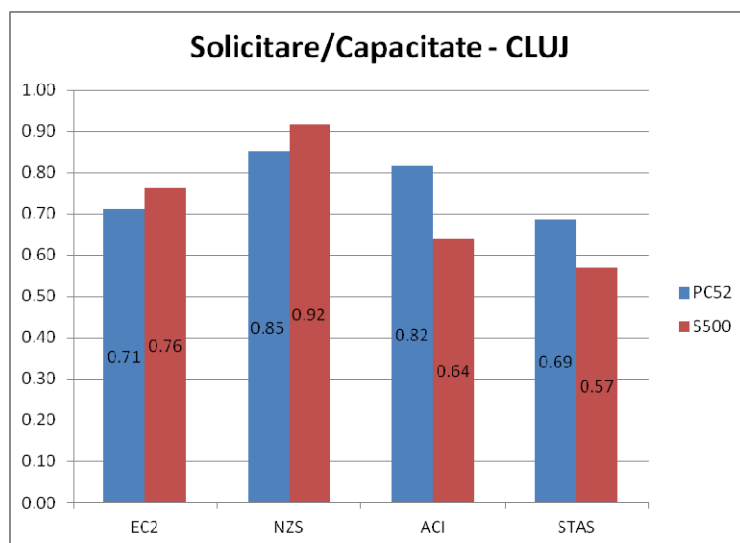
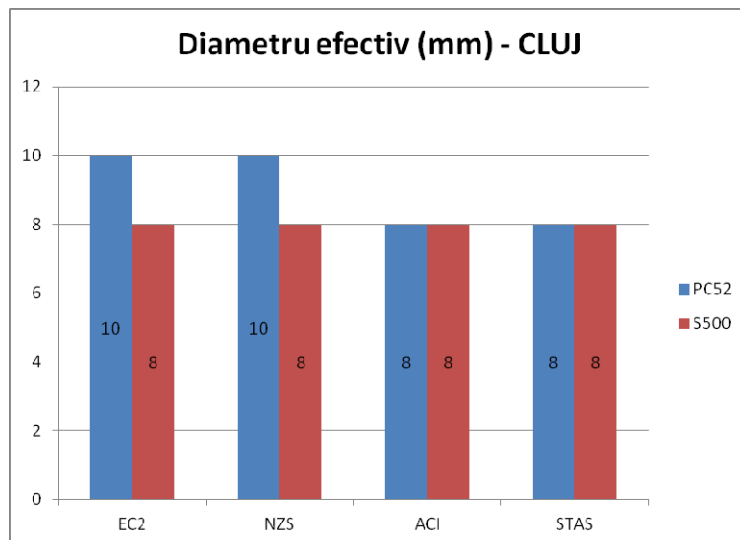
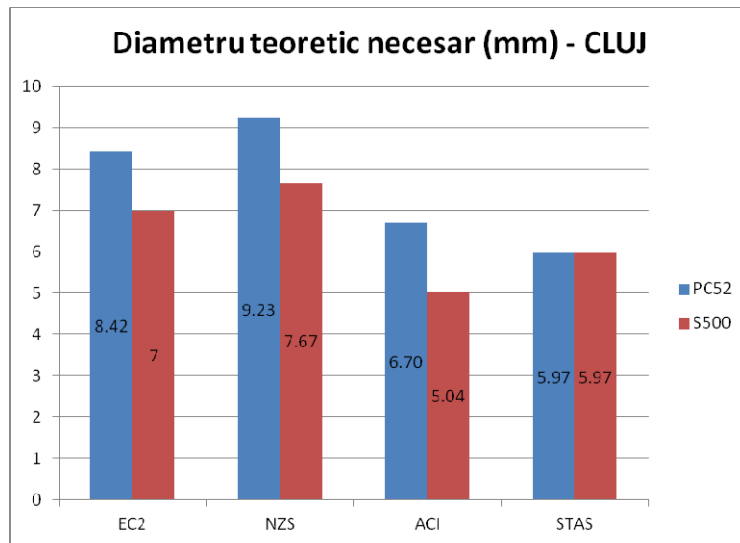


De asemenea în capitolul 6.2.3, aliniat (7) se face referire la verificarea capacității armăturii longitudinale de a prelua forța de întindere suplimentară datorată dilatării diagramei de moment. Această prevedere se datorează decalării curbei de moment în direcție "nefavorabilă" pe o lungime de  $0.9 \cdot d \cdot (\cotg(\theta) - \cotg(\alpha)) / 2$ , adică în jur de  $h/2$  ( $h$  este înălțimea secțiunii); ceea ce ar fi util, în cazul în care, pentru grinzi nesolicitate seismic, în scopul optimizării cantității de armătură, se pot considera biele comprimate la un alt unghi și să decalăm corespunzător curba de momente. Din nou se lasă loc de interpretări și nu se specifică clar că acest lucru ar trebui aplicat doar pentru solicitări gravitaționale, implicațiile aplicării acestui algoritm la elemente sollicitate seismic conducând la creșterea cantității de armătură longitudinală, deci un alt moment capabil, o altă forță tăietoare asociată, o altă forță suplimentară de întindere și tot așa intrând într-un cerc vicios!

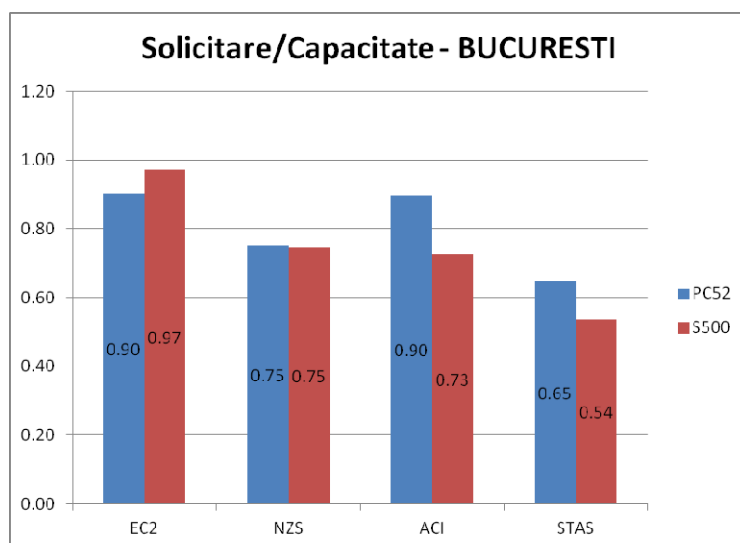
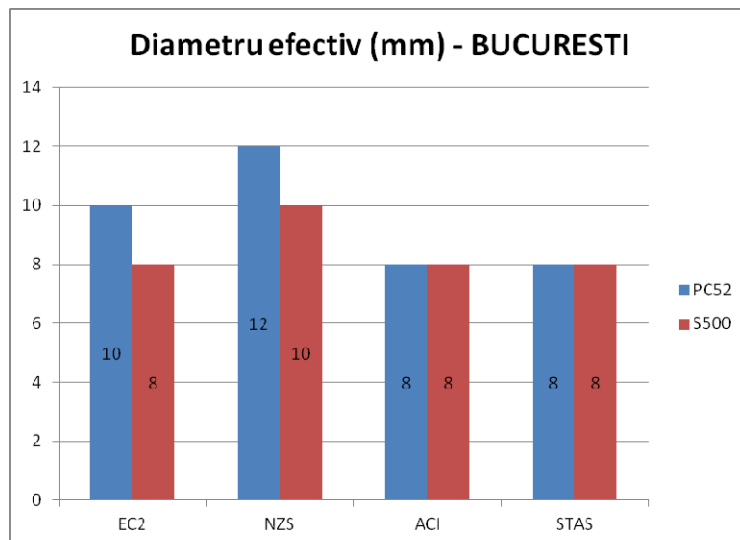
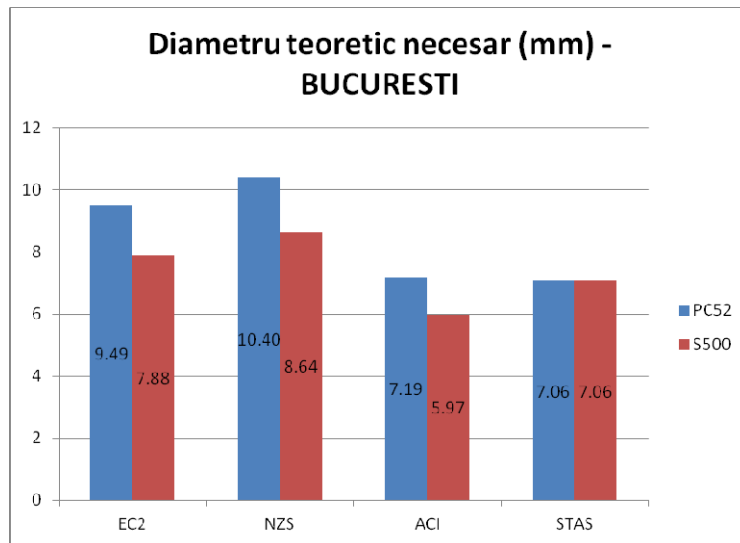
#### **4. Rezultate**

Mai jos sunt prezentate în formă grafică rezultatele calculelor: diametrul minim necesar pentru armătura transversală luând în considerare și toate condițiile minime constructive, diametrul efectiv și raportul între solicitare/capacitate a secțiunii care trebuie să fie  $< 1$ . De precizat că pentru CLUJ a dimensionat gruparea fundamentală, iar pentru BUCUREȘTI gruparea seismică.

# CLUJ



# BUCUREȘTI



## 5. Concluzii

Dintre cele patru standarde studiate, pentru ambele cazuri, reiese că cea mai defavorabilă normă este NZS, urmată de EC2, ACI și STAS. Se observă că și pentru zonele cu seismicitate redusă (CLUJ în exemplul nostru) pentru EC2 (cu o înclinare a diagonalei  $\theta$  de  $45^0$ ) și NZS, folosind oțel PC52, armătura transversală necesară rezultă mai mare de Ø8 mai mult față de practica curentă; iar în București observăm că atât EC2 cât și NZS în cazul folosirii unui oțel tip PC52 diametrul minim necesar din calcul este mai mare de Ø8 pentru această structură. Creșterea diametrului necesar era de așteptat atâta timp cât la preluarea forței tăietoare se ține cont numai de etrieri. Pe lângă acest exemplu de calcul, am făcut calcule și pentru alte valori ale forței tăietoare și diferite secțiuni de grinzi, și în majoritatea cazurilor dacă se folosește oțel tip PC52 diametrul minim a rezultat mai mare de Ø8.

În zone cu seismicitate ridicată calculul conform EC2 cu oțel tip PC52 va rezulta în creșterea cantității de armătură transversală față de practica curentă cu urmări ce se reflectă în costul structurii. Practic pentru a păstra un consum de armătură moderat putem folosi oțel tip BST500S, cu precizarea că atât NZS cât și ACI, pentru armătura transversală nu se recomandă folosirea unor oțeluri cu limita de curgere  $>420\text{MPa}$ !

Referitor la modelul de calcul trebuie subliniat că acesta prezintă inconsistențele sale și că cercetările ar putea fi continuate în acest sens, eforturile întreprinse de mai mulți cercetători fiind încurajatoare (Hrista Stamenkovic).

Este de remarcat că și în cazul unei solicitări simple inconsistențele de modelare și corespondență aproximativă dintre model și comportarea reală persistă, iar o altă posibilă soluționare este modelarea matematico-fizică însoțită de un program complex de încercări în laborator (așa cum au făcut japonezii).

## 6. Bibliografie

- ”Îndrumător pentru calculul și alcătuirea elementelor de beton armat” – prof. dr. ing. Radu Agent, prof. dr. ing. Dan Dumitrescu, prof. dr. ing. Tudor Postelnicu;
- ”Proiectarea structurilor de beton după SR EN 1992-1” – prof. dr. ing. Kiss Zoltán, prof. dr. ing. Traian Oneț
- STAS 10107/0-90;
- SR EN 1992-1-1:2004;
- ACI 318M-08;
- NZS 3101-2006.