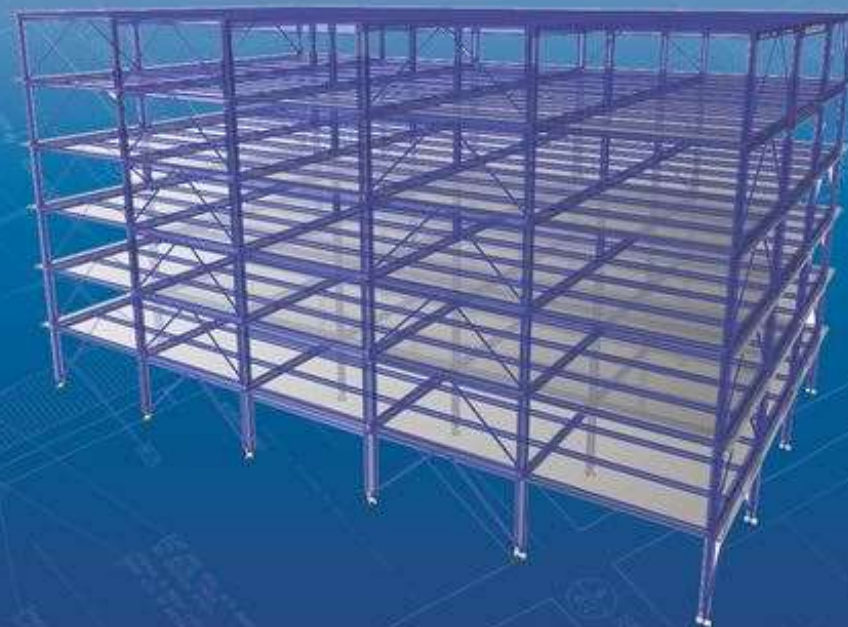


RECOMANDĂRI DE PROIECTARE PENTRU CADRE CU CONTRAVÂNTURI CU FLAMBAJ ÎMPIEDICAT

Coordonator: Aurel STRATAN



EDITURA ORIZONTURI UNIVERSITARE
TIMIȘOARA

**RECOMANDĂRI DE PROIECTARE
PENTRU CADRE CU CONTRAVÂNTUIRI
CU FLAMBAJ ÎMPIEDICAT**

Această lucrare a fost realizată prin programul
Parteneriate în domenii prioritare – PN II,
derulat cu sprijinul MEN – UEFISCDI,
proiect nr. 99/2014 "IMSER".

Autorii mulțumesc SIKA România pentru consultanță și suport logistic.

ISBN 978-973-638-626-8

**RECOMANDĂRI DE PROIECTARE
PENTRU CADRE CU CONTRAVÂNTUIRI
CU FLAMBAJ ÎMPIEDICAT**

**Coordonator
Aurel Stratan**



**EDITURA ORIZONTURI UNIVERSITARE
TIMIȘOARA 2017**

Colectiv de elaborare:

Universitatea Politehnica Timisoara:

Aurel Stratan, Ciprian Zub, Adrian Dogariu, Florea Dinu, Dan Dubină

SC Popp & Asociații SRL

Toma-Florin Voica, Mihai-Alexandru Ganea, Andrei-Dragoș Marcu,
Mădălin Coman, Ionel-Claudiu Badea

SC Hydromatic Sistem SRL

Axente Todea

Consilier editorial

Prof.dr.ing. Ștefan KILYENI

Tehnoredactare computerizată

Drd. ing. Ciprian ZUB

Pregătire pentru tipar

Drd. ing. Ciprian ZUB

Coperta

Adina FILCA

© 2017 Universitatea Politehnica Timisoara

© 2017 Editura ORIZONTURI UNIVERSITARE

Prefață

În perioada 2014-2017 Universitatea Politehnica Timișoara a coordonat proiectul de cercetare "Implementarea în practica de proiectare anti-seismică din România a contravântuirilor cu flambaj împiedicat (IMSER)", parte din programul Parteneriate în domenii prioritare – PN II, derulat cu sprijinul MEN – UEFISCDI. Proiectul a fost construit pe parteneriatul între Universitatea Politehnica Timișoara, SC Popp & Asociații SRL și SC Hydromatic Sistem SRL, și s-a adresat unui tip relativ nou de sistem structural antiseismic: cadre cu contravântuiri cu flambaj împiedicat (BRB).

BRB-urile au fost studiate intens la nivel mondial în ultimii 30 de ani și sunt adoptate în multe aplicații practice în special în Japonia și Statele Unite. Deși au fost studiate și în Europa, până în prezent aici există foarte puține utilizări ale acestui sistem constructiv. Această situație se datorează mai multor motive: lipsa prevederilor de proiectare din EN 1998-1, necunoașterea sistemului de către inginerii proiectanți practicieni, nevoia de validare experimentală a sistemului și caracterul de dispozitive brevetate pe care o au majoritatea BRB-urilor. Relativ recent, codul românesc de proiectare seismică (P100-1/2013), a introdus în premieră europeană prescripții de proiectare pentru cadre din oțel cu BRB. Proiectul IMSER și-a propus înlăturarea unora dintre problemele evidențiate mai sus, prin:

- Dezvoltarea și precalificarea experimentală a unui set de BRB-uri uzuale în condițiile seismice din România, eliminând necesitatea efectuării de încercări tip inițiale (conform SR EN 15129), cel puțin pentru situațiilor de proiectare mai frecvente.
- Transferul de "know-how" despre proiectarea și fabricarea dispozitivelor BRB către partenerul industrial, în vederea producerii în serie a acestora.
- Elaborarea unor recomandări de proiectare pentru contravântuiri cu flambaj împiedicat (la nivel de element) și pentru structuri din oțel cu BRB-uri (la nivel de sistem).

Ultima dintre aceste acțiuni o constituie publicația de față.

Timișoara, septembrie 2017

Aurel Stratan

Cuprins

1	INTRODUCERE	9
2	PROIECTAREA CADRELOR CU CONTRAVÂNTUIRI CU FLAMBAJ ÎMPIEDICAT	12
2.1	SISTEME STRUCTURALE	12
2.2	PROCEDURA DE PROIECTARE	13
2.2.1	Generalități	13
2.2.2	Calculul structural	14
2.2.3	Dimensionarea componentelor structurale	17
2.2.4	Particularități ale procesului de proiectare	19
2.2.5	Proiectarea cadrelor BRB duale	20
2.3	EXEMPLU DE CALCUL I – STRUCTURĂ CONTRAVÂNTUITĂ CU BRB-URI	21
2.3.1	Date generale despre structură	21
2.3.2	Baza normativă	23
2.3.3	Încărcări	24
2.3.4	Combinații de încărcări în situația seismică de proiectare	25
2.3.5	Alegerea modelului structural și a metodei de calcul	26
2.3.6	Calculul structural	27
2.3.7	Verificarea componentelor structurale la SLU	31
2.3.8	Verificarea deplasărilor la SLS	38
2.3.9	Verificarea deplasărilor la SLU	38
2.4	EXEMPLU DE CALCUL II – STRUCTURĂ DUALĂ CONTRAVÂNTUITĂ CU BRB-URI – D-BRBF	40
2.4.1	Date generale despre structură	40
2.4.2	Baza normativă	41
2.4.3	Încărcări	41
2.4.4	Combinații de încărcări în situația seismică de proiectare	42
2.4.5	Alegerea modelului structural și a metodei de calcul	42
2.4.6	Calculul structural	42
2.4.7	Verificarea componentelor cadrului contravântuit la SLU	47
2.4.8	Verificarea componentelor cadrului necontravântuit la SLU	54
2.4.9	Verificarea deplasărilor la SLS	65
2.4.10	Verificarea deplasărilor la SLU	66
2.4.11	Verificare condiție cadre duale	67

3	PROIECTAREA CONTRAVÂNTUIRILOR CU FLAMBAJ ÎMPIEDICAT	68
3.1	GENERALITĂȚI.....	68
3.2	LIMITELE DE APLICARE.....	68
3.3	PROCEDURA DE CALCUL.....	69
3.3.1	<i>Date inițiale.....</i>	<i>69</i>
3.3.2	<i>Spațiul de deformare axială.....</i>	<i>70</i>
3.3.3	<i>Zona plastică.....</i>	<i>71</i>
3.3.4	<i>Zona elastică</i>	<i>73</i>
3.3.5	<i>Zona de tranziție.....</i>	<i>74</i>
3.3.6	<i>Îmbinarea</i>	<i>75</i>
3.3.7	<i>Deformația axială.....</i>	<i>77</i>
3.3.8	<i>Dimensionarea mecanismului de împiedicare a flambajului (BRM)</i>	<i>77</i>
3.3.9	<i>Rigiditatea efectivă</i>	<i>78</i>
3.4	TEHNOLOGIA REALIZĂRII BRB-URILOR	78
3.5	PROCEDURA DE CALIFICARE EXPERIMENTALĂ	84
3.6	EXEMPLU DE CALCUL	86
3.6.1	<i>Date inițiale.....</i>	<i>86</i>
3.6.2	<i>Spațiul de deformare axială.....</i>	<i>87</i>
3.6.3	<i>Zona plastică.....</i>	<i>87</i>
3.6.4	<i>Zona elastică</i>	<i>88</i>
3.6.5	<i>Zona de tranziție.....</i>	<i>90</i>
3.6.6	<i>Îmbinarea</i>	<i>90</i>
3.6.7	<i>Deformația axială.....</i>	<i>93</i>
3.6.8	<i>Dimensionarea mecanismului de împiedicare a flambajului (BRM)</i>	<i>93</i>
3.6.9	<i>Rigiditatea echivalentă</i>	<i>94</i>
3.6.10	<i>Desene de execuție.....</i>	<i>95</i>
	BIBLIOGRAFIE.....	96

1 Introducere

Contravântuirile cu flambaj împiedicat (BRB – Buckling Restrained Braces) sunt elemente disipative de tip histeretic, dependente de deplasare, bazate pe curgerea oțelului. BRB-urile au proprietăți îmbunătățite față de contravântuirile clasice, obținute prin utilizarea a două sisteme distincte, decuplate printr-un strat neaderent. Sistemul de bază este alcătuit dintr-un miez de oțel care preia încărcarea și prin curgerea materialului disipează energia seismică. Sistemul secundar are rolul de împiedicare a flambajului miezului, îmbunătățind comportarea la compresiune a contravântuirii. Elementul obținut (BRB) este caracterizat de o comportare cvasi-simetrică la compresiune și întindere, având o comportare ductilă și histeretic stabilă (Sabelli și Lopez, 2008), vezi Figura 1-1. Din punct de vedere mecanic, decuplarea celor două sisteme are ca efect atingerea unor forme superioare de flambaj ale miezului (Sridhara, 1990) odată cu creșterea încărcării, vezi Figura 1-1.

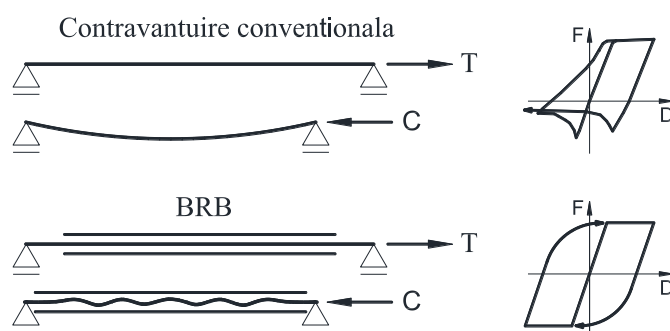


Figura 1-1 – Evaluarea performanței ciclice:
BRB vs. contravântuire convențională

BRB-urile au fost studiate intens la nivel mondial în ultimii 30 de ani și au fost adoptate la multe proiecte, în special în Japonia și Statele Unite. Datorită unei performanțe superioare contravântuirilor clasice, BRB-urile au fost folosite în multe aplicații structurale: contravântuirea structurilor noi din oțel sau beton armat, consolidarea structurilor existente din oțel sau beton armat, consolidarea podurilor metalice, etc. La nivel european contravântuirile cu flambaj împiedicat au cunoscut o răspândire modestă. Această situație se datorează în principal lipsei prevederilor de proiectare din EN 1998-1 (2004), necunoașterii sistemului de către inginerii proiectanți, nevoii de validare experimentală a sistemului (ceea ce conduce la creșterea costurilor și creșterea timpului necesar pentru implementarea în proiecte) și caracterului de dispozitive brevetate pe care o au majoritatea BRB-urilor existente pe piață. Începând cu anul 2014, codul românesc

de proiectare seismică P100-1/2013 a introdus în premieră europeană prevederi de proiectare pentru cadre din oțel cu contravântuiri cu flambaj împiedicat.

În prezent, la nivel mondial, proiectarea BRB-urilor este reglementată de următoarele coduri de proiectare:

- Japonia: BSLJ – 2000, "Building Standard Law of Japan";
- SUA: ANSI/AISC 341-16 (2016), "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings";
- SUA: ASCE/SEI 41-13 (2013), "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings";
- Taiwan: ABRI 2005, "Architecture Buildings Research Institute". Recommended provisions for building seismic regulations, Taipei;
- Canada: CSA S16-09 (CSA 2009), "Canadian Standards Association", Standard S16 "Design of Steel Structures";
- Europa: EN 15129:2009, "Anti-seismic devices";
- Romania: P100-1/2013, "Cod de proiectare seismică – Partea I – Prevederi de proiectare pentru clădiri".

La nivel conceptual, un BRB este alcătuit dintr-un miez din oțel introdus într-un sistem ce împiedică flambajul acestuia (Figura 1-2). O interfață neaderentă (material neaderent sau un mic gol) înfășoară miezul în vederea decuplării transferului de forțe axiale de la miez la mecanismul de împiedicare a flambajului și permite deformarea transversală (Poisson) la compresiune. Din curba caracteristică forță-deplasare se poate observa că BRB-urile prezintă o suprarezistență la compresiune, datorită interacțiunii dintre miezul de oțel și mecanismul de împiedicare a flambajului.

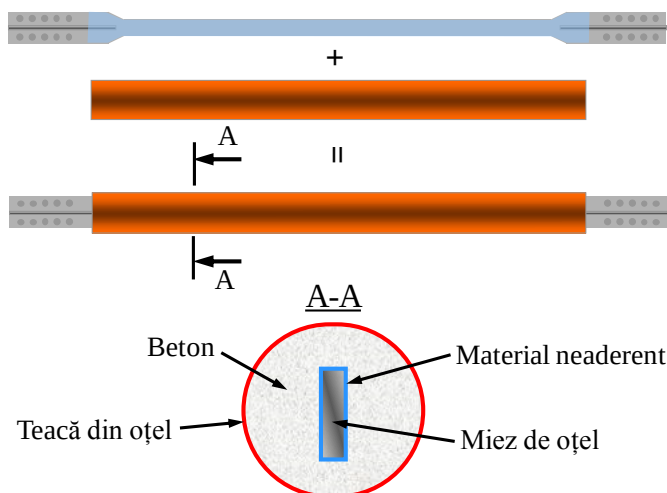


Figura 1-2. Schema conceptuală a unei contravântuiri cu flambaj împiedicat.

În literatura de specialitate se disting două tipologii de BRB-uri, funcție de modul de alcătuire: BRB-uri "convenționale" și BRB-uri "uscate". BRB-urile "convenționale" constau într-un miez de oțel introdus într-o teacă de oțel umplută cu mortar și o interfață neaderentă ce înfășoară miezul. BRB-urile "uscate" sunt alcătuite, principial, dintr-un miez de oțel introdus într-o teacă de oțel, separate printr-un material de interfață sau un mic gol. Cele din urmă au apărut ca o alternativă la soluția clasică din dorința reducerii greutateii și posibilității manipulării acestora cu mijloace manuale (Tinker și Dusicka, 2012); eliminării timpilor tehnologici de producție necesari turnării și uscării mortarului; eliminării costurilor aferente producerii și turnării mortarului în teacă cu repercusiuni asupra costului total de producție (Tremblay et al., 2006); verificării vizuale a miezului după un seism (Tsai et al., 2004), posibilității de demontare și înlocuire a miezului "in situ" (Mazzolani et al., 2009); instalării în pereții clădirilor existente facilitată de forma compactă a BRB-ului "uscat" (D'Aniello, 2007).

În cadrul proiectului IMSER au fost studiate atât BRB-uri "convenționale", cât și "uscate". Analiza performanței tehnico-economice a celor două soluții a relevat faptul că soluția "uscată", spre deosebire de cea "convențională" nu a atins momentan maturitatea pentru adoptarea în practică. De aceea, aceste recomandări tratează doar BRB-urile "convenționale".

Contravântuirile cu flambaj împiedicat au un potențial ridicat în domeniul proiectării anti-seismice a structurilor datorită ductilității ridicate și a răspunsului ciclic simetric, comparativ cu contravântuirile convenționale. Acestea pot fi folosite atât pentru structuri noi cât și pentru reabilitarea structurilor existente din beton armat, oțel sau zidărie. Cadrele cu BRB-uri furnizează două proprietăți cheie ale structurilor anti-seismice: rigiditatea ridicată (pentru reducerea deplasărilor relative de nivel la cutremure moderate) și ductilitate (pentru capacitatea de disipare de energie în cazul unor cutremure severe).

2 Proiectarea cadrelor cu contravântuiri cu flambaj împiedicat

2.1 Sisteme structurale

Cadrelor contravântuite centric cu flambaj împiedicat (BRBF) au o alcătuire similară cadrelor contravântuite centric convenționale. Totuși, modul de alcătuire a BRB-urilor nu permite prinderea de mijlocul acestora, ceea ce exclude anumite configurații structurale, cum ar fi cele în X pe un singur etaj. Nu este acceptată nici dispunerea în K a contravântuirilor, datorită solicitării nefavorabile a stâlpilor. Configurațiile acceptate pentru BRBF sunt prezentate în Figura 2-1.

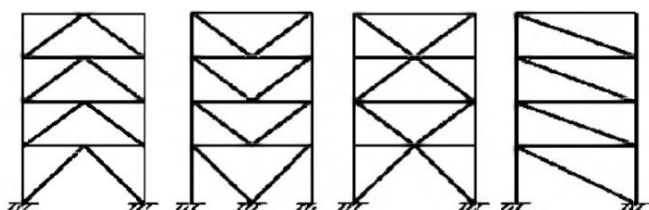


Figura 2-1. Configurații posibile de BRBF (Bruneau et al., 2011).

Configurații optime din punct de vedere al numărului de îmbinări grindă-stâlp cu guseu (pentru prinderea BRB-urilor) sunt cele în X pe două niveluri și cele la care alternează direcția diagonalelor (vezi Figura 2-2). Se observă o înjumătățire a numărului de îmbinări grindă-stâlp cu guseu, cu efect asupra reducerii costurilor corespunzătoare realizării îmbinărilor.

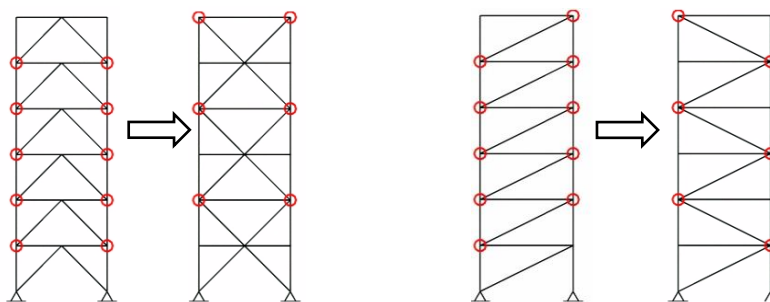


Figura 2-2. Numărului de îmbinări grindă-stâlp-contravântuire pentru diferite configurații structurale de cadre BRB (după Saxey et al., 2014).

Din punct de vedere al traseului eforturilor axiale din acțiunea seismică, configurațiile optime sunt cele în X pe două niveluri și cele la care alternează direcția diagonalelor (vezi Figura 2-3). În acest caz grinzile nu preiau eforturi axiale din acțiunea seismică, rezultând secțiuni reduse ale acestora.

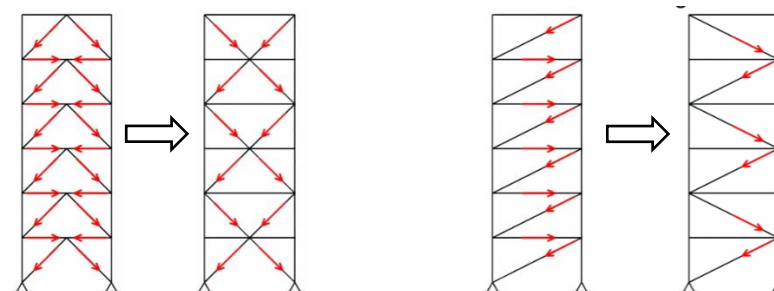


Figura 2-3. Traseul eforturilor axiale pentru diferite configurații structurale de cadre BRB (Saxey et al., 2014).

Variantele structurale prezentate mai sus pot fi asociate cu cadre necontravântuite cu noduri rigide, rezultând astfel structuri duale. La aceste structuri forțele orizontale sunt preluate de ambele sisteme structurale, proporțional cu rigiditatea lor. Configurațiile duale au avantajul unei redundanțe superioare celor simple.

2.2 Procedura de proiectare

2.2.1 Generalități

Pe plan mondial există două abordări privind procedura de proiectare a cadrelor cu contravântuiri cu flambaj împiedicat (BRBF). Sistemul de contravântuiri BRB poate fi considerat ca și sistem principal de preluare a forțelor orizontale (AISC 341-16, P100-1/2013), dar și ca sistem secundar cu rol de amortizare histeretică suplimentară (BSLJ-2000). În continuare se va detalia procedura de proiectare a BRBF având ca bază prevederile din P100-1/2013, care dedică capitolul (6.11) proiectării cadrelor cu contravântuiri cu flambaj împiedicat.

La o structură în cadre contravântuite cu BRB-uri, ca la orice structură contravântuită, elementele disipative sunt reprezentate de diagonalele cu flambaj împiedicat, în timp ce grinzile, stâlpii și îmbinările sunt elemente nedisipative, trebuind să rămână preponderent în domeniul elastic sub efectele acțiunii seismice de proiectare. Schema de principiu a procesului de proiectare a BRBF este asemănătoare cu cea folosită la cadrele cu contravântuiri clasice, însă apar și câteva elemente distincte.

Contravântuirile cu flambaj împiedicat trebuie proiectate, executate și încercate experimental pentru a fi capabile să dezvolte deformațiile produse sub acțiunea seismică de calcul. Aceste deformații corespund dublului deplasării relative de nivel de calcul la SLU, dar nu mai puțin de 0,02 din înălțimea de etaj. Conformitatea contravântuirilor se bazează pe efectuarea de încercări experimentale realizate pe baza prevederilor din SR EN 15129. Încercările constau în încercări tip

inițiale (încercări de validare) și încercări de control al producției în fabrică. Sunt acceptate în calcul atât rezultatele obținute în cadrul încercărilor pentru proiectul respectiv cât și rezultatele încercărilor experimentale prezentate în literatura de specialitate sau încercări pentru alte proiecte similare. Nu sunt permise îmbinări de continuitate pe lungimea miezului. Oțelul utilizat la fabricarea miezului BRB-ului trebuie să satisfacă cerințele minime referitoare la energia de rupere (Tabelul 6.2 din P100-1/2013).

Înfășurătoarea schematică a răspunsului forță axială – deformare a unei BRB supus unei încercări ciclice este redată în Figura 2-4. Cu toate că BRB-urile sunt caracterizate de o comportare histeretică stabilă și de lipsa fenomenului de flambaj la nivel de element, răspunsul la compresiune nu este perfect simetric cu cel de la întindere. Astfel, datorită voalării miezului și a frecării dintre miez, interfața neaderentă și materialul în care sunt înglobate acestea, forța maximă (sau "capacitatea corectată") la compresiune C_{max} este mai mare decât forța maximă (sau "capacitatea corectată") la întindere T_{max} . După cum se poate observa din Figura 2-4, forțele maxime de întindere și compresiune sunt calculate folosind factorii β (de corecție a capacității la compresiune) și ω (datorat consolidării). Acești factori sunt obținuți din încercări ciclice, pentru o deformare care corespunde unei valori egale cu de 2 ori deplasarea relativă de nivel de calcul la SLU, dar nu mai puțin de 2% din înălțimea etajului. Valoarea factorului β trebuie să fie cuprinsă între 1 și 1,3. În caz contrar, contravântuirea nu este considerată BRB și va fi calculată ca o contravântuire normală.

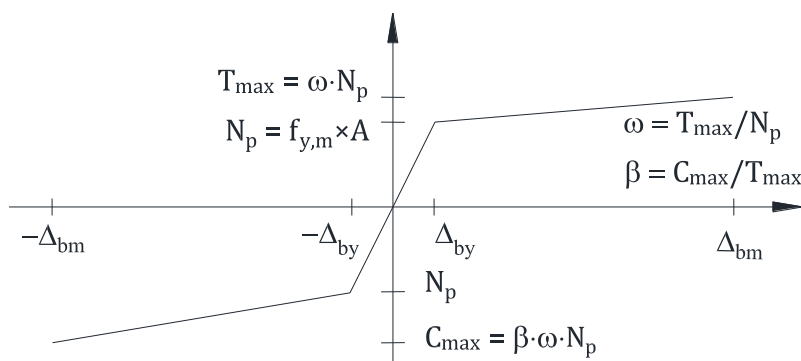


Figura 2-4. Diagrama forță – deformare pentru BRB (adaptată după P100-1/2013).

2.2.2 Calculul structural

Procedura de proiectare a cadrelor din oțel cu BRB-uri conform P100-1/2013 are la bază un calcul structural pe un model elastic al structurii și acțiunea seismică redusă prin factorul de comportare q . În mod uzual se folosesc metoda

de calcul modal cu spectre de răspuns și metoda forțelor statice echivalente (metoda forțelor laterale). Conform P100-1/2013, factorul de comportare pentru BRBF este $q = 6$ pentru clasa de ductilitate înaltă, respectiv $q = 4$ pentru clasa de ductilitate medie, indicând astfel o capacitate ridicată de disipare a energiei seismice de către sistemul structural.

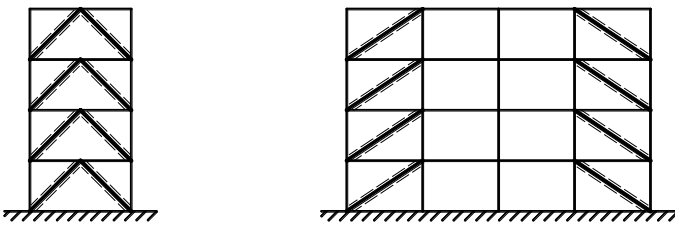
Tipuri de structuri	Clasa de ductilitate a structurii	
	DCH	DCM
g) Cadre cu contravântuiri cu flambaj împiedicat $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2$  Zone disipative în contravântuirile cu flambaj împiedicat	$5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	4

Figura 2-5. Factori de comportare pentru BRBF conform P100-1/2013.

Datorită faptului că miezul BRB-urilor este compus din câteva segmente cu secțiuni diferite (vezi Figura 2-6), rigiditatea efectivă a BRB-ului K_{ef} se determină ca inversa sumei flexibilității segmentelor componente (rigiditatea echivalentă a unor resoarte dispuse în serie), Tsai et al., 2004:

$$K_{ef} = \frac{1}{\sum \frac{1}{K_i} + \sum \frac{1}{K_e} + \sum \frac{1}{K_t} + \frac{1}{K_p}}$$

unde: K_i – rigiditatea zonei de îmbinare; K_e – rigiditatea zonei elastice; K_t – rigiditatea zonei de tranziție; K_p – rigiditatea zonei plastice. Pentru detalii privind calculul rigidității efective vezi secțiunea 3.3.9.

În vederea modelării BRB-urilor pentru calculul structural elastic, se utilizează schema din Figura 2-7, în care se consideră BRB-ul având secțiunea transversală constantă. Pentru a ține cont de faptul că aria secțiunii transversale variază de-a lungul îmbinării și BRB-ului, rigiditatea echivalentă a barei de secțiune constantă trebuie corectată prin multiplicare cu factorul k :

$$k = K_{ech} / (E \cdot A_p / L_n)$$

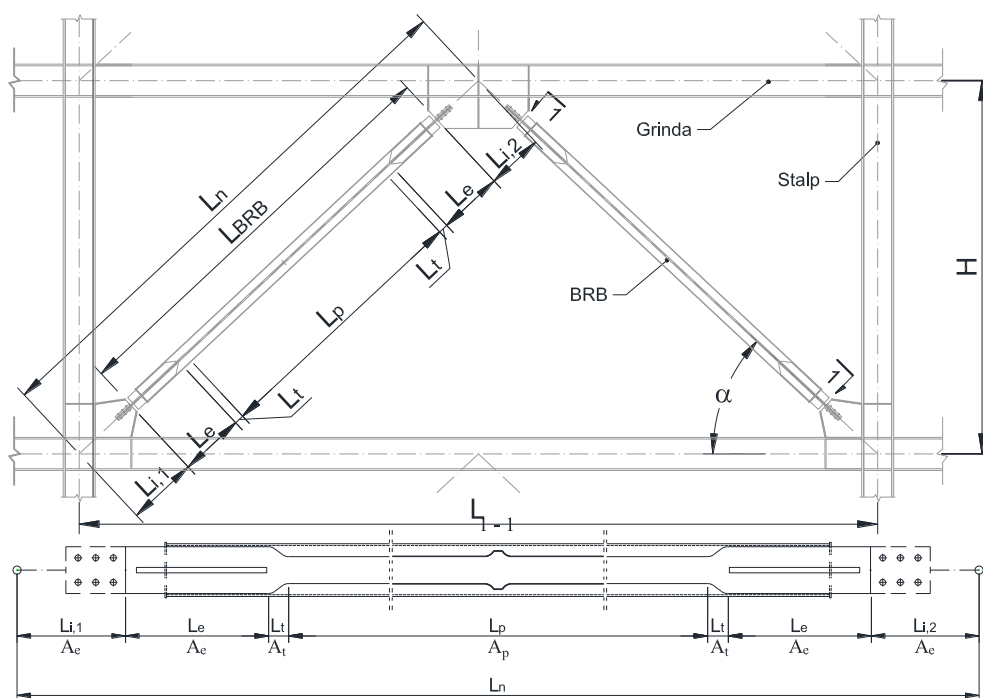


Figura 2-6. Parametrii geometrice ce intră în calculul rigidității axiale a BRB-ului.

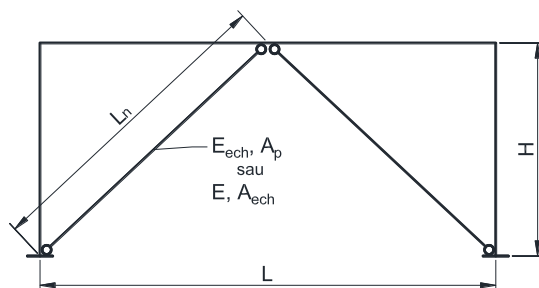


Figura 2-7. Modelarea BRB-ului pentru calculul structural elastic.

În mod practic, modelarea rigidității echivalente a BRB-ului prin intermediul unei bare echivalente de secțiune constantă se poate realiza fie modificând modulul de elasticitate al oțelului atribuit secțiunii, fie modificând aria secțiunii transversale:

$$E_{ech} = k \cdot E$$

sau

$$A_{ech} = k \cdot A_p$$

Rigiditatea necesară a diagonalelor se poate obține din condiția de respectare a deplasării relative de nivel corespunzătoare stării limită de serviciu (SLS).

Calculul structural trebuie efectuat ținând cont de eventualele imperfecțiuni locale și globale (determinate conform SR EN 1993-1-1) și de efectele de ordinul II prin multiplicarea valorilor de calcul ale efectelor acțiunii seismice cu factorul $\alpha = 1/(1 - \theta)$, conform paragrafului 4.6.2.2 din P100-1/2013. BRB-urile dispuse în V și V întors nu vor fi proiectate să preia încărcări gravitaționale, această sarcină revenind exclusiv grinzilor și stâlpilor.

2.2.3 Dimensionarea componentelor structurale

Datorită prevenirii flambajului global al miezului contravânturii, **verificarea elementelor disipative (BRB-urilor)** la SLU în situația seismică de proiectare constă într-o simplă verificare de rezistență a secțiunii:

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

unde:

A – aria secțiunii transversale a miezului de oțel;

f_y – limita de curgere a oțelului;

γ_{M0} – coeficient parțial de siguranță.

În faza finală de proiectare se poate adopta valoarea experimentală a limitei de curgere furnizată de producător, $f_{y,m}$ în locul valorii nominale f_y .

Dimensionarea BRB-ului va avea în vedere limitarea deformațiilor axiale specifice în miezul BRB-ului la valori validate experimental. Pe baza încercărilor experimentale de precalificare a BRB-urilor din cadrul proiectului IMSER, se recomandă limitarea deformațiilor specifice în miezul BRB-ului corespunzătoare deplasării relative de nivel de la SLU (ε_b^{SLU}) la $\varepsilon_{b,Rd} = 2\%$ ($\varepsilon_{b,Rd} = \varepsilon_{b,max}/2$, vezi și secțiunea 3.2):

$$\varepsilon_b^{SLU} = \frac{d_r^{SLU} \cdot \cos \alpha}{L_p} \leq \varepsilon_{b,Rd} = 2\%$$

unde

d_r^{SLU} – deplasarea relativă de nivel la SLU;

α – unghiul format de contravântuire cu orizontala, vezi Figura 2-6;

L_p – lungimea zonei plastice a miezului BRB-ului, vezi Figura 2-6.

Îmbinările elementelor disipative (BRB-urilor) trebuie proiectate conform secțiunii 6.11.6 din P100-1/2013 astfel încât să nu se plasticizeze sub efectul forței maxime care poate fi dezvoltată în miezul din oțel, majorată cu 10%:

$$R_d \geq 1.1 \cdot \beta \cdot \omega \cdot \gamma_{OV} \cdot f_y \cdot A$$

În faza finală de proiectare, dacă rezistența BRB-urilor a fost obținută folosind valoarea experimentală a limitei de curgere furnizată de producător ($f_{y,m}$), produsul $\gamma_{ov} f_y$ se poate înlocui cu valoarea experimentală a limitei de curgere furnizată de producător, $f_{y,m}$. Această opțiune permite reducerea efortului de proiectare în îmbinări proporțional cu valoarea factorului de suprazistență γ_{ov} .

Calculul îmbinării trebuie să ia în considerare flambajul local și global. Acest lucru se poate face prin calculul guseului îmbinării la o forță transversală similară cu cea dezvoltată în timpul încercărilor sau prin dispunerea unor rigidizări pe guseu. Dacă se adoptă îmbinare grindă-stâlp de tip articulată, aceasta trebuie să permită o rotire de cel puțin 0.025 rad.

La calculul eforturilor în **componentele nedisipative** ale structurii se folosește suprazistența sistemului structural, determinată conform 6.11.5(1) din P100-1/2013 cu relația:

$$\Omega_T = \beta \cdot \omega \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^N$$

unde: $\Omega^N = \min_{1 \leq i \leq n} \Omega_i^N$, iar $\Omega_i^N = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$.

În faza finală de proiectare, dacă rezistența BRB-urilor a fost obținută folosind valoarea experimentală a limitei de curgere furnizată de producător ($f_{y,m}$) se poate considera $\gamma_{ov} = 1,0$. Această opțiune permite reducerea eforturilor de calcul în componentele nedisipative proporțional cu valoarea factorului de suprazistență γ_{ov} .

Pentru a asigura o distribuție uniformă deformațiilor plastice în structură și un mecanism plastic global, diferența dintre valorile maxime și minime ale raportului Ω_i^N (pe fiecare direcție a structurii) trebuie să fie cel mult 25%.

Eforturile de calcul pentru elementele nedisipative (grinzi și stâlpi) se determină combinând efectele acțiunilor gravitaționale cu cele ale acțiunii seismice amplificate cu factorul de suprazistență Ω relațiile (6.30) din P100-1/2013. Atât stâlpii, cât și grinzele, se verifică la efectul combinat al efortului axial și momentului încovoietor. În plus, conform paragrafului 6.11.3(2)(a) din P100-1/2013, grinzele cadrelor contravântuite centric în V inversat trebuie proiectate în ipoteza că diagonalele nu contribuie la preluarea încărcărilor gravitaționale, iar pentru combinațiile care includ acțiunea seismică, efectul contravântuirii asupra grinzii, exprimat printr-o forță verticală și una orizontală, se determină pe baza rezistenței corectate la întindere și compresiune. Conform paragrafului 6.11.3(2)(b) din P100-1/2013, în secțiunea de intersecție cu diagonalele, grinda trebuie prevăzută, atât la talpa superioară cât și la talpa inferioară, cu legături laterale. La talpa superioară legăturile laterale pot fi asigurate de planșeul de beton armat și conectori, iar la talpa inferioară pot fi dispuse contrafișe. Grinzele și stâlpii se verifică la efectul combinat al efortului axial și al momentului încovoietor conform din SR EN 1993-1-1.

Îmbinările elementelor nedisipative se vor dimensiona conform SR EN 1993-1-8 la eforturile de calcul aferente acestor elemente. Pentru grinzile cadrelor contravântuite centric se consideră în plus și eforturile produse de acțiunea seismică aplicată grinzii de către contravântuiri.

2.2.4 Particularități ale procesului de proiectare

Deși schema de principiu a procesului de proiectare a cadrelor cu contravântuiri cu flambaj împiedicat este asemănătoare cu cea a cadrelor cu contravântuiri clasice, cea dintâi are câteva caracteristici specifice. În Figura 2-8 este ilustrată schema de principiu a procesului de proiectare a cadrelor cu BRB-uri. Pe tot parcursul proiectării structurii contravântuite cu BRB-uri este necesar un schimb de informații cu fabricantul dispozitivelor.

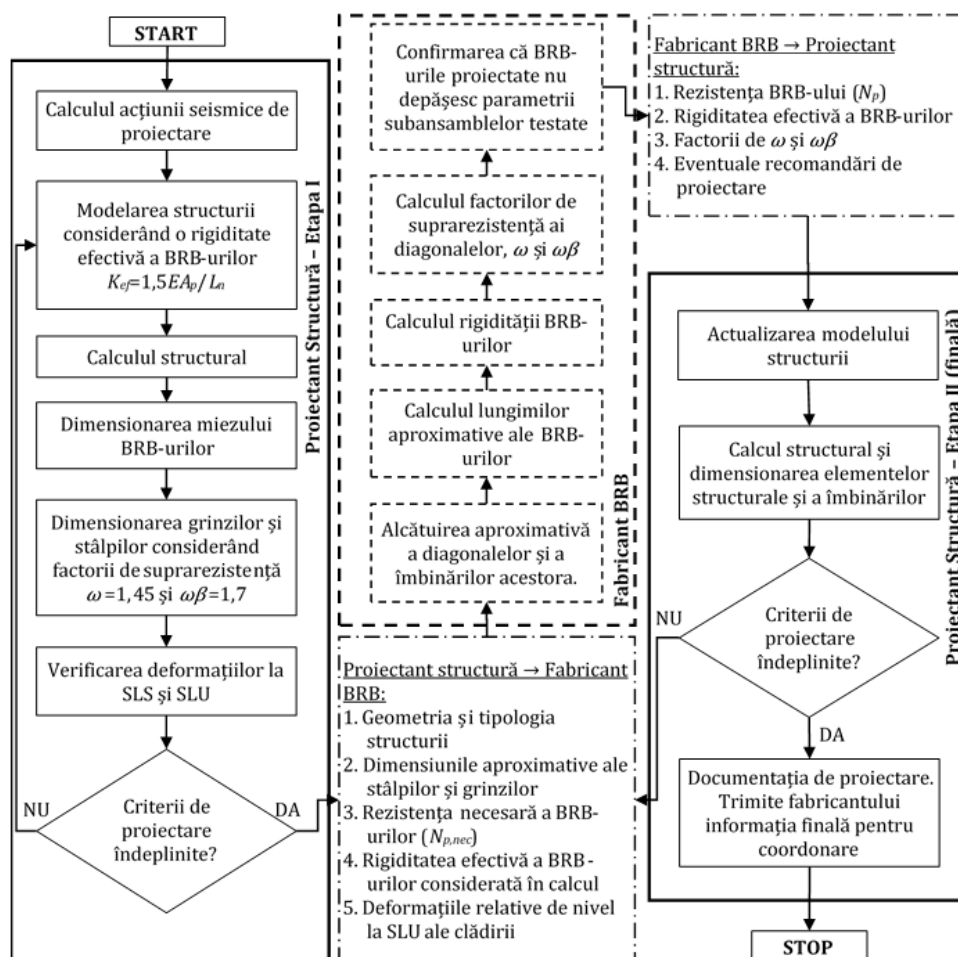


Figura 2-8. Schema de proiectare a cadrelor contravântuite cu BRB-uri.

Principalele caracteristici de care are nevoie proiectantul structurii sunt: capacitatea BRB-ului, rigiditatea efectivă K_{ef} , precum și factorii de suprarezistență ω și β . Este importantă de asemenea și existența unor încercări de conformitate a BRB-urilor, care pot exista în baza de date a fabricantului. Pe de altă parte, pentru a putea proiecta BRB-urile, fabricantul trebuie să cunoască geometria și tipologia structurii, dimensiunile aproximative ale stâlpilor și grinzilor, capacitatea aproximativă BRB-urilor, rigiditatea efectivă a BRB-urilor considerată în calcul, precum și forțele seismice de calcul și deformațiile laterale ale clădirii.

Structura poate fi predimensionată pe baza unor valori orientative ale rigidității efective și a factorilor de suprarezistență. În final aceste valori trebuie specificate / corectate de fabricantul dispozitivelor. Dacă rigiditatea BRB-ului poate fi determinată analitic relativ direct pe baza geometriei acesteia, factorii de suprarezistență ai acestuia, ω și $\omega\beta$, trebuie specificați de fabricant pe baza încercărilor experimentale. Cei din urmă variază în funcție de mai mulți factori, printre care dimensiunea și natura stratului neaderent, dimensiunile și proporțiile miezului, tipul și caracteristicile materialului miezului etc. Pentru predimensionare, pe baza încercărilor experimentale de pre-calificare a BRB-urilor efectuate în cadrul proiectului IMSER, se pot alege orientativ valori ai factorilor de suprarezistență de $\omega=1,45$ și $\omega\beta=1.7$, precum și o rigiditate efectivă de $K_{ef} = 1.5EA_p/L_n$.

2.2.5 Proiectarea cadrelor BRB duale

Cadrelor duale se obțin prin combinarea cadrelor necontravântuite și a celor contravântuite. Există patru prevederi generale legate de proiectarea cadrelor duale: (1) se folosește un singur factor de comportare q pentru fiecare direcție principală a structurii, (2) forțele seismice se distribuie subsistemelor componente proporțional cu rigiditatea lor, (3) fiecare subsistem se proiectează conform prevederilor specifice; (4) cadrele necontravântuite ale structurilor duale trebuie să poată prelua cel puțin 25% din acțiunea seismică de calcul. Principalul beneficiu al configurației duale este redundanța mai mare a sistemului structural.

Modul practic prin care se poate satisface cerința de la paragraful 6.10.2(2) din P100-1/2013, legată de capacitatea de preluare a forței seismice de proiectare a cadrelor necontravântuite dintr-un sistem dual, este prezentat în continuare.

Componenta de bază a unui cadru necontravântuit la un nivel poate fi idealizată ca un ansamblu format dintr-o grindă și doi stâlpi, conform cu Figura 2-9, considerând punctele de inflexiune la jumătate din înălțimea de nivel. Din echilibrul de ansamblu al cadrului - Figura 2-9 (a) și al componentelor sale - Figura 2-9 (b), considerând că articulațiile plastice ar trebui să se formează la capetele grinzilor, capacitatea cadrului poate fi determinată simplificat ca:

$$F_y^{MRF} = \frac{2 \cdot M_{pl,b}}{H}$$

unde $M_{pl,b}$ este momentul plastic al grinzii.

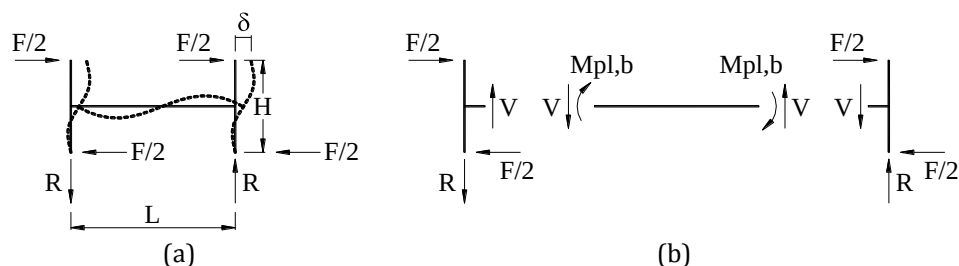


Figura 2-9. Componenta de bază a unui cadrul necontravântuit la un nivel.

Cunoscând forța seismică de proiectare la fiecare nivel, se poate determina cerința de rezistență pentru grinzile cadrului necontravântuit.

În cazul în care rigiditatea de ansamblu a structurii se modifică, iar perioada acesteia este mai mare ca T_C , este necesar un proces iterativ pentru a se asigura că forța capabilă a cadrelor rămâne cel puțin 25% din forța seismică de calcul. În realitate însă, rigiditatea mult mai mică a cadrelor necontravântuite va conduce pe de o parte la o creștere nesemnificativă a rigidității de ansamblu, în timp ce pe de altă parte descărcarea cadrelor contravântuite va conduce la o ușoară scădere a rigidității acestora și deci a rigidității de ansamblu. Astfel, este puțin probabil ca forța seismică de calcul la baza clădirii să sufere o majorare semnificativă în urma introducerii cadrelor necontravântuite, ci mai degrabă se vor produce mici variații și redistribuiri ale forțelor tăietoare de nivel.

2.3 Exemplu de calcul I – Structură contravântuită cu BRB-uri

2.3.1 Date generale despre structură

Amplasament: București

Regim de înălțime: parter + 5 etaje (6 niveluri)

Înălțime totală: $H = 21,00$ m

Sistemul structural pentru preluarea forțelor orizontale este alcătuit din cadre cu contravântuiri cu flambaj împiedicat (BRBF). Schema spațială a structurii este prezentată în Figura 2-10. Planșeul din beton armat (b.a.) pe cofraj pierdut din tablă cutată reazemă pe un sistem de grinzi secundare și principale articulate, realizate în soluție compusă oțel-beton. Sistemul de preluare a încărcărilor laterale este compus din cadre contravântuite centric în V inversat dispuse perimetral pe direcția X în axele 1 și 6 și pe direcția Y în axele A și D, vezi Figura 2-11 și Figura 2-12.

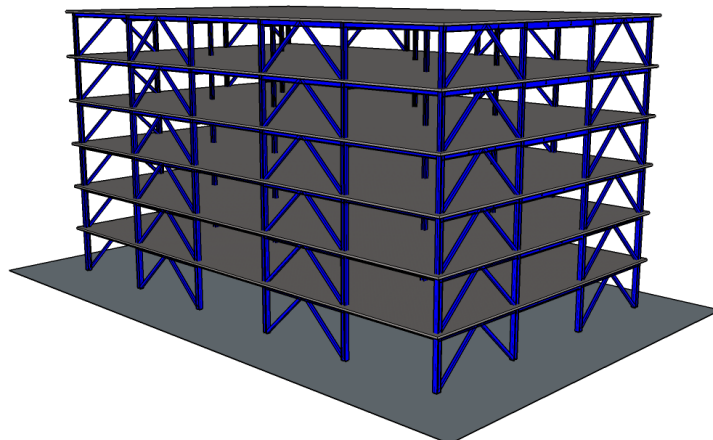


Figura 2-10. Schema spațială a structurii.

Structura are următoarele caracteristici:

- Dimensiunea în plan: 38,50 x 23,50 m
- Deschideri în plan: 3 x 7,50 m pe o direcție și 5 x 7,50 m pe cealaltă direcție
- Placă în consolă din axul grinzii marginale: 50 cm
- Suprafață de nivel: 904,75 m²
- Înălțimea de nivel: 3,50 m
- Destinația: spații de birouri
- Clasa III de importanță și expunere conform Tabelului 4.2 din P100-1/2013
- Elementele structurii de rezistență se confecționează din profile laminate dublu T, din oțel S355
- Componentele nestructurale atașate structurii sunt realizate din materiale cu capacitate mare de deformare, astfel încât valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel la starea limită de serviciu este de 0,0075 h , unde h este înălțimea de nivel
- Structura are o formă compactă în plan, sistemul de preluare a încărcărilor laterale este dispus simetric, iar planșeul din b.a. are o rigiditate suficientă în planul său pentru a asigura efectul de șaibă rigidă. În consecință, structura este regulată în plan conform cerințelor de la paragraful 4.4.3.2 din P 100-1/2013.
- Structura se dezvoltă monoton pe verticală, fără discontinuități, având o variație nesemnificativă a rigidității și rezistenței pe verticală. Masele aplicate pe construcție sunt distribuite relativ uniform, încadrându-se în limitarea de 50% a variației între nivele adiacente. În consecință, structurile sunt regulate pe verticală conform cerințelor de la paragraful 4.4.3.3 din P100-1/2013.

Calculul efectuat prezintă abordări și soluții tipice, dar care nu sunt și unicele posibile.

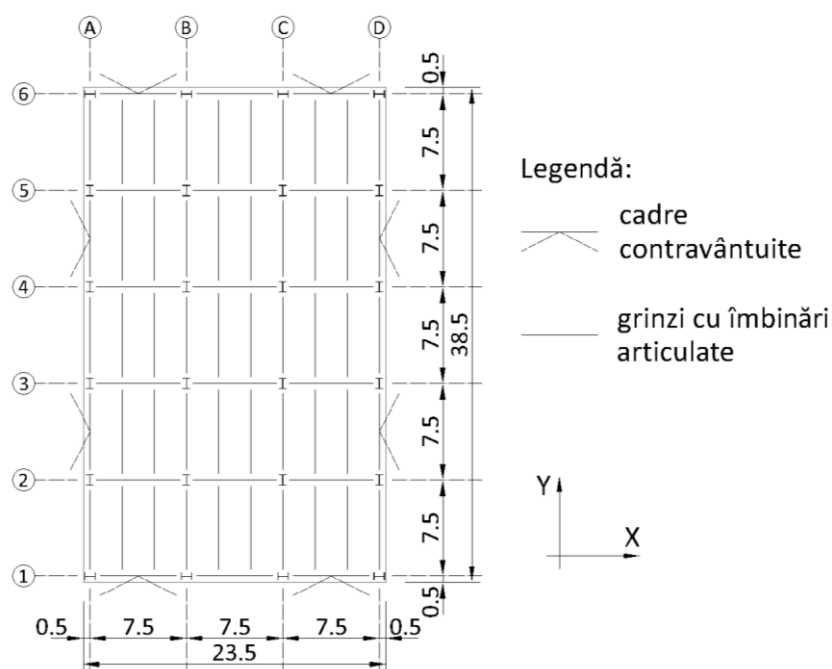


Figura 2-11. Planul structurii.

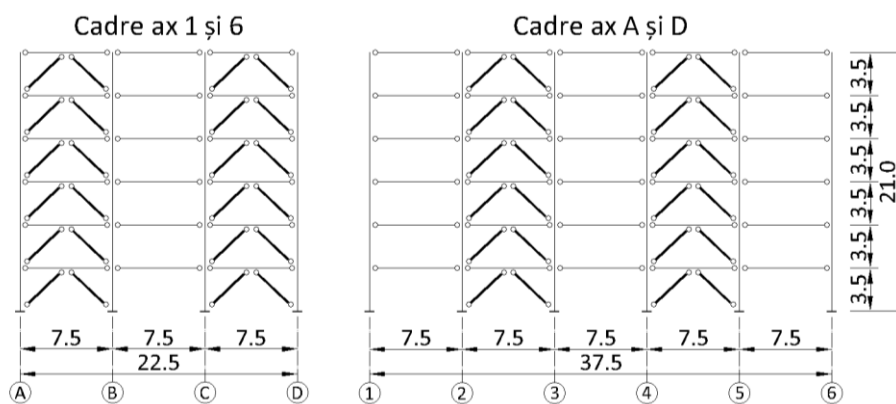


Figura 2-12. Elevații structură prin axele 1, 6, A și D.

2.3.2 Baza normativă

Codurile și standardele folosite la proiectarea modelului structural au fost următoarele:

- CR0 - 2012 - Cod de proiectare. Bazele proiectării construcțiilor;
- SR EN 1991-1-1:2004 Acțiuni asupra construcțiilor: Acțiuni generale - Greutăți specifice, greutate proprii, încărcări utile pentru clădiri;

- SR EN 1991-1-1:2004/NA Acțiuni asupra construcțiilor: Acțiuni generale - Greutăți specifice, greutate proprii, încărcări utile pentru clădiri. Anexa națională;
- P100-1/2013 Cod de proiectare seismică. Partea I: Prevederi de proiectare pentru clădiri;
- SR EN 1993-1-1 Proiectarea structurilor de oțel. Reguli generale și reguli pentru clădiri;
- SR EN 1993-1-1/NA Proiectarea structurilor de oțel. Reguli generale și reguli pentru clădiri. Anexa națională;
- SR EN 1993-1-3 Proiectarea structurilor de oțel. Reguli suplimentare pentru elemente structurale și table formate la rece;
- SR EN 1993-1-3/NA Proiectarea structurilor de oțel. Reguli suplimentare pentru elemente structurale și table formate la rece. Anexa națională;
- SR EN 1993-1-5 Proiectarea structurilor de oțel. Elemente structurale din plăci plane solicitate în planul lor;
- SR EN 1993-1-5/NA Proiectarea structurilor de oțel. Elemente structurale din plăci plane solicitate în planul lor. Anexa națională;
- SR EN 1993-1-8 Proiectarea structurilor de oțel. Proiectarea îmbinărilor;
- SR EN 1993-1-8/NA Proiectarea structurilor de oțel. Proiectarea îmbinărilor. Anexa națională;
- SR EN 1998-1 Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Partea 1. Reguli generale , acțiuni seismice și reguli pentru clădiri;
- SR EN 1998-1/NA Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Partea 1. Reguli generale , acțiuni seismice și reguli pentru clădiri. Anexa națională;
- AISC 341-16 - Seismic Provisions for Structural Steel Buildings;
- ASCE/SEI 41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings
- ANSI/AISC 358-10. „Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications”, American Institute of Steel Construction.

2.3.3 Încărcări

2.3.3.1 Încărcări gravitaționale

Încărcarea permanentă pe planșeele curente (finisaje, instalații, tavan fals):

- $G_{k1} = 2,0 \text{ kN/m}^2$

Încărcarea permanentă pe acoperiș (finisaje, instalații, tavan fals):

- $G_{k2} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Încărcarea permanentă din pereții exteriori (fațadă):

- $G_{k3} = 1,0 \text{ kN/m}^2$

Greutatea proprie a structurii metalice și a planșelor din b.a. pe cofraj pierdut din tablă cutată a fost inclusă în calcul automat prin programul de calcul.

Încărcarea utilă pe planșeele curente (categoria de utilizare B), inclusiv încărcarea echivalentă din pereții de compartimentare ușori, conform SR EN 1991-1-1 și SR EN 1991-1-1/NA:

$$Q_{k1} = 2,5 \text{ kN/m}^2 + 0,8 \text{ kN/m}^2 = 3,3 \text{ kN/m}^2$$

Încărcarea utilă pe acoperiș (terasă circulabilă, categoria de utilizare I), conform SR EN 1991-1-1 și SR EN 1991-1-1/NA:

$$Q_{k2} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

2.3.3.2 Acțiunea seismică de proiectare

Structura nefiind sensibilă la componenta verticală a acțiunii seismice (vezi paragraful 4.5.3.6.2 din P100-1/2013), se iau în calcul doar cele două componente orizontale. Acestea sunt descrise prin spectre de răspuns elastic pentru accelerații:

$$S_e(T) = a_g \cdot \beta(T)$$

Accelerația de vârf a terenului pentru proiectare a_g se determină în funcție de amplasamentul construcției, în conformitate cu Figura 3.1 din P100-1/2013 sau din Anexa A, Tabelul A.1:

$$\text{București: } a_g = 0,3 \cdot g$$

Spectrul normalizat de răspuns elastic pentru accelerații $\beta(T)$ este definit de relațiile (3.3)-(3.6) din P100-1/2013 în funcție de factorul de amplificare dinamică $\beta_0 = 2,5$ și de perioadele de control T_B , T_C și T_D (determinate pentru amplasamentul construcției din Figura 3.2 și Tabelul 3.1 din P100-1/2013):

$$\text{București: } T_B = 0,32 \text{ s}; \quad T_C = 1,60 \text{ s}; \quad T_D = 2,00 \text{ s}$$

S-a adoptat conceptul de comportare disipativă, clasa de ductilitate înaltă a structurii DCH, vezi secțiunea 6.1.2 din P100-1/2013. Astfel, structura fiind regulată pe verticală, conform P100-1/2013, Tabelul 6.3, factorul q considerat în analiza statică liniară pentru proiectare a fost ales astfel:

$$\text{BRBF: Cadre cu contravântuiri cu flambaj împiedicat} \quad q = 6,0$$

Spectrele de proiectare pentru componentele orizontale ale mișcării seismice se determină conform relațiilor (3.17)-(3.18) din P100-1/2013.

2.3.4 Combinații de încărcări în situația seismică de proiectare

Combinarea efectelor acțiunilor în situația seismică de proiectare, pentru verificarea la starea limită ultimă (SLU), conform secțiunii 3.3 din P100-1/2013 și secțiunii 6.4.3.2 din CR0-2012, este:

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{Ed} \quad (\text{S-SLU-DIS})$$

Factorul de grupare este $\psi_2 = 0,3$ pentru încărcarea utilă și funcțiunea de birouri, vezi Tabelul 7.1 din CR0-2012, iar A_{Ed} este valoarea de calcul a acțiunii seismice. Această combinație de încărcări este aplicabilă direct doar pentru verificarea elementelor disipative ale structurii la SLU.

Conform 6.11.5(1) din P100-1/2013, eforturile de calcul pentru verificarea elementelor nedisipative (stâlpi) la SLU pot fi determinate practic din următoarea combinație de încărcări:

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + \Omega_T A_{Ed} \quad (\text{S-SLU-NDIS})$$

unde Ω_T este valoarea suprazistenței sistemului structural.

Ținând cont de prevederile paragrafului 4.5.4(3) din P100-1/2013, deplasările structurii pentru verificarea la SLU pot fi obținute practic din relația:

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + cq A_{Ed} \quad (\text{S-SLU-DEP})$$

Ținând cont de prevederile paragrafului 4.5.4(2) din P100-1/2013, deplasările structurii pentru verificarea la starea limită de serviciu (SLS) pot fi obținute practic din relația:

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + vq A_{Ed} \quad (\text{S-SLS-DEP})$$

2.3.5 Alegerea modelului structural și a metodei de calcul

Deoarece condițiile de regularitate pe verticală definite la paragraful 4.4.3.3 din P100-1/2013 sunt îndeplinite și perioadele fundamentale corespunzătoare direcțiilor orizontale principale sunt mai mici de 1.5 s, conform prevederilor paragrafului 4.5.3.2 din P100-1/2013, pentru calculul seismic se poate folosi metoda forțelor statice echivalente.

Cu toate acestea, analiza structurii s-a efectuat pe un model spațial folosind un calcul modal cu spectre de răspuns, metoda implicită de calcul în P100-1/2013. Această abordare este convenabilă dacă analiza structurală se efectuează folosind programe moderne de calcul, conducând în același timp la o proiectare mai economică.

S-au folosit spectrele de proiectare conform P100-1/2013 , aplicate pe cele două direcții orizontale ale structurii. Răspunsurile modale au fost combinate cu regula „combinarea pătratică completă”, iar efectele componentelor acțiunii seismice cu regula „radical din suma pătratelor”.

Efectele de torsiune accidentală au fost neglijate. Pentru o structură reală acestea ar fi luate în calcul prin aplicarea la fiecare nivel a unui moment de torsiune

egal cu produsul dintre forța laterală și excentricitatea accidentală, pentru fiecare direcție orizontală (vezi 4.5.3.3.3 din P100-1/2013). Valoarea excentricității accidentale considerate ar fi egală cu 0.05 din dimensiunea planșeului perpendiculară pe direcția considerată a acțiunii seismice (vezi 4.5.2.1 din P100-1/2013).

Efectele de calcul ale acțiunii seismice s-au notat cu A_{Ed} și au inclus factorul de importanță $\gamma_{I,e} = 1,0$ (vezi relația 3.1 din P100-1/2013).

2.3.6 Calculul structural

2.3.6.1 Modelul structurii

Structura a fost analizată folosind un model spațial într-un program de calcul comercial. S-a considerat efectul de diafragmă rigidă asigurat de planșeele de beton armat. Stâlpii perimetrali au fost încastrați la bază, iar stâlpii centrali au fost articulați la bază. Legăturile dintre bare (rigide/articulate) au fost modelate conform datelor din Figura 2-12. Secțiunile elementelor structurale sunt prezentate în Tabelul 2-1. Încărcările gravitaționale au fost aplicate pe planșee (încărcările permanente și utile) și pe grinzile perimetrale (încărcarea din pereți exteriori). Masele structurii au fost calculate automat din încărcările gravitaționale aplicate pe structură.

Tabelul 2-1 Secțiunile profilelor laminate utilizate în structură și ale miezului diagonalelor.

Nivel	Grinzi secundare	Grinzi principale	Grinzi cadru contravântuit	Stâlpi centrali	Stâlpi cadru contravântuit	Secțiune diagonale
6	IPE 220	IPE 400	HE 320 A	HE 260 B	HE 280 B	15 x 50
5	IPE 220	IPE 400	HE 320 A	HE 260 B	HE 280 B	20 x 65
4	IPE 220	IPE 400	HE 400 A	HE 260 B	HE 280 M	25 x 70
3	IPE 220	IPE 400	HE 400 A	HE 260 M	HE 280 M	30 x 70
2	IPE 220	IPE 400	HE 400 A	HE 260 M	HE 300 M	30 x 80
1	IPE 220	IPE 400	HE 400 A	HE 260 M	HE 300 M	30 x 75

2.3.6.2 Masele structurii

Masele corespund încărcărilor gravitaționale din gruparea seismică. Conform CR0-2012, ecuația (6.11), încărcările gravitaționale în gruparea seismică sunt calculate cu relația:

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Masele și momentele de inerție ale maselor au fost calculate automat de către programul de calcul și sunt prezentate în Tabelul 2-2..

Tabelul 2-2. Masele de nivel și momentele de inerție ale maselor.

Nivel	Masa (tone)	Momentul de inerție al maselor (tone · m ²)
6	635,9	121 019,3
5	620,2	118 975,1
4	627,5	121 202,3
3	633,6	122 819,3
2	638,2	123 976,4
1	640,1	124 561,0

2.3.6.3 Modurile proprii de vibrație

S-au luat în calcul 6 moduri proprii de vibrație. Perioadele proprii de vibrație T și masele modale efective M_n^* raportate la masa totală a structurii sunt prezentate în Tabelul 2-3. Se poate observa că suma maselor modale efective din primele 6 moduri proprii de vibrație depășește 90% din masa totală a structurii, fiind îndeplinită cerința din secțiunea 4.5.3.3 din P100-1/2013. Deformata structurii în primele trei moduri proprii de vibrație este prezentată în Figura 2-13.

Tabelul 2-3. Perioadele proprii de vibrație și masele modale efective.

Mod	T (s)	$M_{n,x}^*$ (%)	$M_{n,y}^*$ (%)	$\Sigma M_{n,x}^*$ (%)	$\Sigma M_{n,y}^*$ (%)
1	0,946	76,58	0,00	76,58	0,00
2	0,946	0,00	76,60	76,58	76,60
3	0,600	0,00	0,00	76,58	76,60
4	0,362	14,82	0,00	91,40	76,60
5	0,362	0,00	14,84	91,40	91,44
6	0,231	0,00	0,00	91,40	91,44



Figura 2-13. Primele trei moduri proprii de vibrație ale structurii.

2.3.6.4 Imperfecțiuni globale

Conform paragrafului 5.3.2(4) din SR EN 1993-1-1, modelarea imperfecțiunilor globale în calculul structural nu este necesară dacă:

$$H_{Ed} \geq 0,15V_{Ed}$$

unde H_{Ed} este valoarea de calcul a reacțiunii orizontale la partea inferioară a nivelului, iar V_{Ed} este valoarea totală a încărcării verticale la partea inferioară a nivelului.

Verificarea relației $H_{Ed} \geq 0,15V_{Ed}$ pentru fiecare din cele două direcții orizontale în situația seismică de proiectare (combinația de încărcări S-SLU-DIS) este sintetizată în Tabelul 2-4..

Tabelul 2-4. Verificarea relației $H_{Ed} \geq 0,15V_{Ed}$.

Nivel	$H_{Ed,x}$	$H_{Ed,y}$	V_{Ed}	$0,15V_{Ed}$	$H_{Ed,x} \geq 0,15V_{Ed}$	$H_{Ed,y} \geq 0,15V_{Ed}$
6	1 396,9	1 397,5	7 182,4	1 077,4	DA	DA
5	2 370,7	2 371,0	14 174,8	2 126,2	DA	DA
4	3 164,7	3 165,3	21 286,2	3 192,9	NU	NU
3	3 792,2	3 792,9	28 455,0	4 268,2	NU	NU
2	4 267,3	4 268,0	35 683,6	5 352,5	NU	NU
1	4 593,5	4 595,0	42 900,0	6 435,0	NU	NU

Se observă că nu este îndeplinită condiția $H_{Ed} \geq 0,15V_{Ed}$ pe nici una din cele două direcții orizontale, ceea ce implică necesitatea modelării imperfecțiunilor globale pentru analiza structurii. Conform paragrafului 5.3.2 din SR EN 1993-1-1, imperfecțiunile globale pot fi modelate printr-un sistem de forțe laterale echivalente H_i .

$$\phi_0 = 1/200$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{H} \text{ dar } 2/3 \leq \alpha_h \leq 1,0 \Rightarrow \alpha_h = 0,6667$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + 1/m)} = 0,7906$$

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m = 0,002635$$

Forțele laterale echivalente H_i de la nivelul i , calculate în funcție de încărcările gravitaționale totale P_i de la același nivel și imperfecțiunea globală inițială ϕ rezultă:

Nivel	P_i (kN)	H_i (kN)
6	7 182,4	18,926
5	14 174,8	37,351
4	21 286,2	56,089
3	28 455,0	74,979
2	35 683,6	94,026
1	42 900,0	113,041

Conform paragrafului 5.3.2 din SR EN 1993-1-1, în cazul modelelor spațiale imperfecțiunile globale trebuie modelate pe fiecare direcție orizontală, dar în ipoteze independente de încărcare.

Astfel, pentru verificările aferente SLU, rezultă următoarele combinații de încărcări:

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{Ed} + I_x \quad (\text{S-SLU-DIS-Ix})$$

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + \Omega_T A_{Ed} + I_x \quad (\text{S-SLU-NDIS-Ix})$$

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + cq A_{Ed} + I_x \quad (\text{S-SLU-DEP-Ix})$$

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{Ed} + I_y \quad (\text{S-SLU-DIS-Iy})$$

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + \Omega_T A_{Ed} + I_y \quad (\text{S-SLU-NDIS-Iy})$$

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + cq A_{Ed} + I_y \quad (\text{S-SLU-DEP-Iy})$$

2.3.6.5 Efectele de ordinul doi

Importanța efectelor de ordinul doi este dată de valoarea coeficientului de sensibilitate al deplasării relative de nivel, θ , determinat conform 4.6.2.2(2) din P100-1/2013:

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h}$$

Calculul coeficienților θ pentru fiecare nivel al structurii și pentru fiecare direcție a imperfecțiunilor este sintetizat în Tabelul 2-5. Eforturile s-au determinat din combinațiile de încărcări S-SLU-DIS-Ix și S-SLU-DIS-Iy iar deplasările din S-SLU-DEP-Ix și S-SLU-DEP-Iy.

Tabelul 2-5. Calculul coeficientului θ în combinațiile de încărcări cu imperfecțiuni pe direcția X și pe direcția Y

Nivel	$P_{tot} \text{ (kN)}$	S-SLU-DIS-Ix	S-SLU-DIS-Iy	S-SLU-DEP-Ix	S-SLU-DEP-Iy	S-SLU-DEP-Ix	S-SLU-DEP-Iy
		$V_{tot,X} \text{ (kN)}$	$V_{tot,Y} \text{ (kN)}$	$d_{r,X}/h$	$d_{r,Y}/h$	θ_X	θ_Y
6	7 182,4	1 415,9	1 416,4	0,0178	0,0178	0,090	0,090
5	14 174,8	2 408,0	2 408,4	0,0176	0,0176	0,104	0,104
4	21 286,2	3 220,8	3 221,4	0,0171	0,0171	0,113	0,113
3	28 455,0	3 867,2	3 867,9	0,0159	0,0159	0,117	0,117
2	35 683,6	4 361,4	4 362,0	0,0148	0,0148	0,121	0,121
1	42 900,0	4 706,6	4 708,0	0,0123	0,0123	0,112	0,112

Valoarea maximă a coeficientului de sensibilitate la efectele de ordinul doi:

$$\theta = 0,121$$

Pentru $0,1 < \theta \leq 0,2$, efectele de ordinul doi trebuie luate în calcul, multiplicând valorile de calcul ale efectelor acțiunii seismice cu factorul:

$$\alpha = \frac{1}{1 - \theta} = 1,137$$

Pentru simplitate, factorul α a fost introdus în combinațiile de încărcări pentru verificarea la SLU:

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha A_{Ed} + I_x \quad (\text{S-SLU-DIS-Ix})$$

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha \Omega_T A_{Ed} + I_x \quad (\text{S-SLU-NDIS-Ix})$$

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha c q A_{Ed} + I_x \quad (\text{S-SLU-DEP-Ix})$$

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha A_{Ed} + I_y \quad (\text{S-SLU-DIS-Iy})$$

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha \Omega_T A_{Ed} + I_y \quad (\text{S-SLU-NDIS-Iy})$$

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha c q A_{Ed} + I_y \quad (\text{S-SLU-DEP-Iy})$$

2.3.7 Verificarea componentelor structurale la SLU

Conform paragrafului 6.1.3(1) din P100-1/2013, se folosesc următoarele valori ale coeficienților parțiali de siguranță pentru material:

$$\gamma_{M0} = 1,10 \quad \gamma_{M1} = 1,10 \quad \gamma_{M2} = 1,25$$

Conform paragrafului 6.2(5) din P100-1/2013, factorul de suprazistență de material pentru S355 (din care sunt realizate elementele disipative) este:

$$\gamma_{ov} = 1,25$$

2.3.7.1 Dimensionarea contravântuirilor cu flambaj împiedicat

Eforturile de calcul în situația seismică de proiectare provin din combinațiile de încărcări S-SLU-DIS-Ix și S-SLU-DIS-Iy în care a fost inclus și efectul de ordinul II prin multiplicarea valorilor de calcul ale efectelor acțiunii seismice cu factorul $\alpha = 1,137$. Dimensionarea miezului de oțel al contravântuirilor s-a făcut conform cap. 6.11.4 din P100-1/2013, cu relația:

$$A_{nec,i} = \frac{N_{Ed,i} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

f_y (MPa)	γ_{ov}	γ_{M0}	β	ω
355	1,25	1,10	1,3	1,4

Capacitatea corectată la compresiune (P100-1/2013, cap. 6.11.2(2)):

$$C_{max} = \beta \cdot \omega \cdot \gamma_{OV} \cdot f_y \cdot A_p$$

Capacitatea corectată la întindere (P100-1/2013, cap. 6.11.2(3)):

$$T_{max} = \omega \cdot \gamma_{OV} \cdot f_y \cdot A_p$$

unde:

β este factorul de corecție a capacității la compresiune,

ω este factorul de corecție datorat consolidării.

Valorile eforturilor de calcul, a ariilor necesare și efective și a capacităților corectate la compresiune și întindere sunt sintetizate pentru direcția X și pentru direcția Y în tabelul următor:

Direcția X						
Nivel i	$N_{Ed,i}$ (kN)	$A_{nec,i}$ (mm ²)	A_i (mm ²)	$N_{Rd,i}$ (kN)	$C_{max,i}$ (kN)	$T_{max,i}$ (kN)
6	235,3	729,2	750	242,0	605,7	465,9
5	400,2	1240,1	1300	419,5	1 049,9	807,6
4	535,0	1657,7	1750	564,8	1 413,3	1 087,2
3	638,4	1978,1	2100	677,7	1 696,0	1 304,6
2	741,7	2298,3	2400	774,5	1 938,3	1 491,0
1	665,0	2060,6	2250	726,1	1 817,2	1 397,8
Direcția Y						
Nivel i	$N_{Ed,i}$ (kN)	$A_{nec,i}$ (mm ²)	A_i (mm ²)	$N_{Rd,i}$ (kN)	$C_{max,i}$ (kN)	$T_{max,i}$ (kN)
6	235,0	728,2	750	242,0	605,7	465,9
5	400,0	1239,4	1300	419,5	1 049,9	807,6
4	534,6	1656,4	1750	564,8	1 413,3	1 087,2
3	638,2	1977,7	2100	677,7	1 696,0	1 304,6
2	740,5	2294,4	2400	774,5	1 938,3	1 491,0
1	666,6	2065,6	2250	726,1	1 817,2	1 397,8

Rigiditățile calculate ale diagonalelor sunt sintetizate pentru direcția X și pentru direcția Y în tabelul următor.

Tabelul 2-6. Calculul rigidităților.

Direcția X/Y			
Nivel	K_{ef} , N/mm	$E \cdot A_p/L_n$, N/mm	k
6	48 845,5	30 704,3	1,59
5	85 873,7	53 220,8	1,61
4	116 151,9	71 643,4	1,62
3	139 382,3	85 972,1	1,62
2	160 831,9	98 253,8	1,64
1	150 055,5	92 113,0	1,63

Verificarea deformațiilor axiale specifice în miezul BRB-ului la valori validate experimental ($\varepsilon_b^{SLU} \leq \varepsilon_{b,Rd}$) este prezentată în Tabelul 2-7 (deplasările relative de nivel sunt egale pe cele 2 direcții principale ale structurii).

Tabelul 2-7 Verificarea deformațiilor axiale specifice în miezul BRB-ului pe direcția X/Y a structurii.

Nivel	d_r^{SLU} , mm	α , °	L_p , mm	ε_b^{SLU} , %	$\varepsilon_{b,Rd}$, %
6	62,3	43,0	2675	1,70%	2,0%
5	61,6	43,0	2585	1,74%	
4	59,9	43,0	2555	1,71%	
3	55,7	43,0	2555	1,59%	
2	51,8	43,0	2495	1,52%	
1	43,1	43,0	2525	1,25%	

2.3.7.2 Calculul suprarezistenței sistemului structural

La calculul eforturilor în componentele nedisipative ale structurii se folosește suprarezistența sistemului structural, determinată conform 6.11.5(1) din P100-1/2013 cu relația:

$$\Omega^T = \beta \cdot \omega \cdot \gamma_{OV} \cdot \Omega^N$$

unde: $\Omega^N = \min_{1 \leq i \leq n} \Omega_i^N$, iar $\Omega_i^N = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$

Pentru S355: $\gamma_{OV} = 1,25$

Calculul valorilor Ω_i^N este sintetizat în Tabelul 2-8 pentru direcțiile X și Y ale structurii. Rezultă, acoperitor, pentru toată structura, un factor de suprarezistență $\Omega_T = 2,35$.

Tabelul 2-8 Calculul suprarezistenței sistemului structural Ω_T pe direcțiile X și Y ale structurii

Direcția X							
Nivel i	$N_{Ed,i}$ (kN)	A_i (mm ²)	$N_{Rd,i}$ (kN)	Ω_i^N	Ω^N	$\Delta\Omega_i^N$	Ω^T
6	235,30	750	242,05	1,03	1,029	5,5%	2,34
5	400,20	1300	419,55	1,05			
4	535,00	1750	564,77	1,06			
3	638,40	2100	677,73	1,06			
2	741,70	2400	774,55	1,04			
1	665,00	2250	726,14	1,09			
Direcția Y							
Nivel i	$N_{Ed,i}$ (kN)	A_i (mm ²)	$N_{Rd,i}$ (kN)	Ω_i^N	Ω^N	$\Delta\Omega_i^N$	Ω^T
6	235,00	750	242,05	1,03	1,030	5,8%	2,34
5	400,00	1300	419,55	1,05			
4	534,60	1750	564,77	1,06			
3	638,20	2100	677,73	1,06			
2	740,50	2400	774,55	1,05			
1	666,60	2250	726,14	1,09			

Conform paragrafului 6.11.5(2) diferența dintre valorile maxime și minime ale raportului Ω_i^N (pe fiecare direcție a structurii) trebuie să fie mai mică de 25%. Pe direcția X această diferență este de 5,5%, iar pe direcția Y este de 5,8%.

2.3.7.3 Verificarea stâlpilor

Eforturile de calcul pentru stâlpi se determină conform relațiilor (6.30) din P100-1/2013. În acest caz, eforturile respective s-au obținut direct din combinațiile de încărcări S-SLU-NDIS-Ix și S-SLU-NDIS-Iy, în care s-au inclus și efectele de ordinul II, prin multiplicarea valorilor de calcul ale efectelor acțiunii seismice cu factorul $\alpha = 1,137$. Pentru stâlpii de la nivelul 1 (parter) relațiile (6.30) din P100-1/2013 s-au aplicat doar pentru eforturile axiale. Pentru momente și forțe tăietoare s-au folosit valorile rezultate din combinațiile S-SLU-DIS-Ix și S-SLU-DIS-Iy.

Verificarea la SLU a stâlpilor este prezentată pentru stâlpul de la nivelul 1 (parter), situat la intersecția axelor A și 4.

Au rezultat următoarele eforturi maxime:

$$M_{y,Ed,1} = 163,9 \text{ kNm} \quad M_{z,Ed,1} = 18,5 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Ed,2} = -64,3 \text{ kNm} \quad M_{z,Ed,2} = 7,9 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 5517,6 \text{ kN}$$

Momentele de la capătul inferior al stâlpului s-au notat cu indice 1, iar cele de la capătul superior cu indice 2.

Secțiune: HE300M ($i_y = 139,8 \text{ mm}$)

Oțel: S355 ($f_y = 355 \text{ N/mm}^2$)

Pentru grosimea nominală a materialului ($t_f = 39,0 \text{ mm}$ și $t_w = 21,0 \text{ mm}$) mai mică sau egală cu 40 mm , valoarea nominală a rezistenței la curgere f_y pentru oțelul S355 (conform EN 10025-2, tabelul 3.1) este 355 N/mm^2 .

Verificarea la flambaj din încovoire și compresie

Stâlpii se verifică la efectul combinat al eforturilor axiale și momentelor încovoietoare conform relațiilor (6.61) și (6.62) din SR EN 1993-1-1, după cum cere P100-1/2013, paragraful 6.11.5(1):

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Ținând cont de faptul că efectele de ordinul doi și imperfecțiunile globale au fost incluse explicit în calcul, iar stâlpul este încastrat la bază, s-a considerat o lungime de flambaj egală cu $KL = 0,7 \times 3,5 \text{ m}$, atât pentru flambajul prin încovoiere (după ambele axe), cât și prin încovoiere-răsucire (vezi paragraful 5.2.2(7)B din SR EN 1993-1-1).

Pentru stâlpul în cauză, cea mai defavorabilă relație este (6.62), după cum urmează:

$$0,629 + 0,054 + 0,020 = 0,703 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică}$$

Verificarea la forță tăietoare

$$V_{z,Ed}/V_{z,pl,Rd} = 0,08 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică}$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,pl,Rd} = 0,003 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică}$$

Ținând cont de faptul că raportul dintre forța tăietoare de calcul și rezistența de calcul la forfecare a secțiunii este mai mică de 0,5, nu este necesară considerarea interacțiunii dintre încovoiere și forfecare.

2.3.7.4 Verificarea grinzilor cadrului contravântuit

Verificarea la SLU a grinzilor cadrelor contravântuite este prezentată pentru grinda de la nivelul 2 din cadrul ax A, între axele 2 și 3.

Eforturile de calcul pentru grinzile cadrelor contravântuite se determină conform relațiilor (6.30) din P100-1/2013. În acest exemplu, eforturile respective s-au obținut direct din combinația de încărcări S-SLU-NDIS-Iy.

În plus, conform paragrafului 6.11.3(2)(a) din P100-1/2013, grinzile cadrelor contravântuite centric în V inversat trebuie proiectate în ipoteza că diagonalele nu contribuie la preluarea încărcărilor gravitaționale, iar pentru combinațiile care includ acțiunea seismică, efectul contravântuirii asupra grinzii, exprimat printr-o forță verticală și una orizontală, se determină pe baza rezistenței corectate la întindere și compresiune.

Eforturile maxime în grinda analizată sunt:

$$M_{y,Ed,1} = 0 \text{ kNm} \quad M_{y,Ed,2} = -467 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 1254 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = 153 \text{ kN}$$

Momentul de la capătul grinzii s-a notat cu indice 1, iar cel de la mijloc cu indice 2.

Secțiune: HE400A

Oțel: S355 ($f_y = 355 \text{ N/mm}^2$)

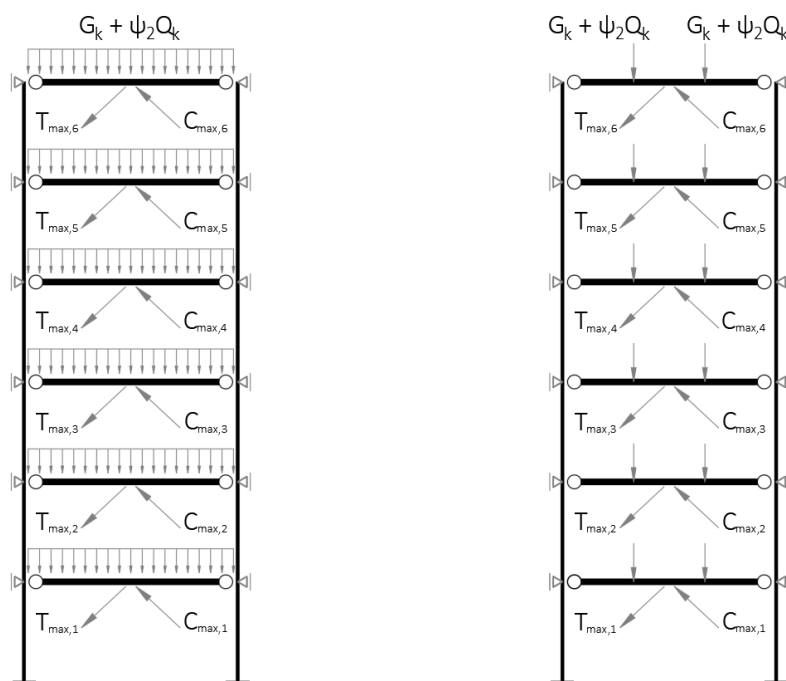


Figura 2-14. Schemele statice folosite pentru calculul eforturilor în grinzile cadrelor contravântuite.

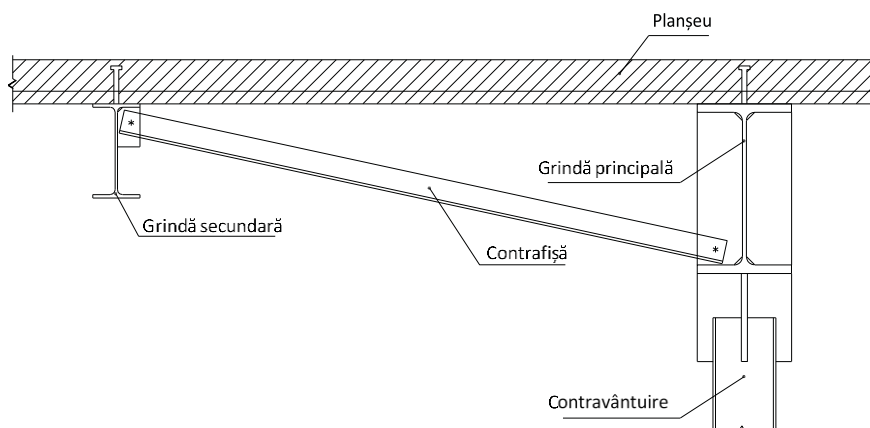


Figura 2-15. Contrafișă pentru asigurarea legăturii laterale a grinzii.

Conform paragrafului 6.11.3(2)(b) din P100-1/2013, în secțiunea de intersecție cu diagonalele, grinda trebuie prevăzută, atât la talpa superioară cât și la talpa inferioară, cu legături laterale. La talpa superioară legăturile laterale sunt asigurate de planșeu de beton armat și conectori, iar la talpa inferioară s-a dispus o contrafișă (vezi Figura 2-15).

Verificarea la flambaj din încovoiere și compresiune

Grinda se verifică la efectul combinat al efortului axial și al momentului încovoiator conform relațiilor (6.61) și (6.62) din SR EN 1993-1-1, după cum cere P100-1/2013, paragraful 6.11.5(1):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} \leq 1$$

Ținând cont de legătura laterală de la mijlocul grinzii, lungimea de flambaj a grinzii pentru flambajul prin încovoiere-răsucire și flambaj prin încovoiere s-a considerat acoperitor egală cu jumătate din lungimea ei. În cazul în care se dorește un calcul mai exact, se poate ține cont de efectul favorabil al conectorilor de la talpa superioară a grinzii, care împiedică flambajul prin încovoiere în afara planului.

Pentru grinda analizată, cea mai defavorabilă relație este (6.61), după cum urmează:

$$0,249 + 0,548 = 0,797 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică}$$

Verificarea la forță tăietoare

Conform SR EN 1993-1-1 verificarea la forță tăietoare este:

$$V_{z,Ed}/V_{z,pl,Rd} = 0,143 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică}$$

Ținând cont de faptul că raportul dintre forța tăietoare de calcul și rezistența de calcul la forfecare a secțiunii este mai mică de 0,5, nu este necesară considerarea interacțiunii dintre încovoiere și forfecare.

2.3.7.5 Îmbinările elementelor disipative

Elementele disipative sunt exclusiv diagonalele BRB.

Îmbinările diagonalelor BRB se vor dimensiona conform secțiunii 6.11.6 din P100-1/2013. Îmbinările trebuie proiectate astfel încât să nu se plasticizeze la o forță corespunzătoare curgerii miezului din oțel. Astfel, acestea se vor dimensiona la forța axială maximă care se poate dezvolta în contravântuire, majorată cu un factor egal cu 1,1.

$$R_d \geq 1,1 \cdot \beta \cdot \omega \cdot \gamma_{OV} \cdot f_y \cdot A$$

Calculul îmbinării trebuie să ia în considerare flambajul local și global. Acest lucru se poate face prin calculul guseului la o forță transversală similară cu cea dezvoltată în timpul încercării sau prin dispunerea unor rigidizări pe guseu.

2.3.7.6 Îmbinările elementelor nedisipative

Îmbinările elementelor nedisipative se vor dimensiona conform SR EN 1993-1-8 la eforturile de calcul aferente acestor elemente. Practic, eforturile rezultă din combinațiile de încărcări S-SLU-NDIS-Ix și S-SLU-NDIS-Iy. Pentru grinzile cadrelor contravântuite centric se consideră în plus și eforturile produse de acțiunea seismică aplicată grinzii de către contravântuiri.

2.3.8 Verificarea deplasărilor la SLS

Verificarea deplasărilor la SLS se efectuează conform prevederilor paragrafului 4.5.4(2) și secțiunii E.1 din P100-1/2013. Pentru componentele nestructurale din materiale cu capacitate mare de deformare, valoarea admisă a deplasării relative de nivel este $d_{r,a}^{SLS} = 0,0075h$. Practic, valorile deplasărilor relative de nivel la SLS s-au determinat din combinațiile de încărcări S-SLS-DEP-Ix și S-SLS-DEP-Iy:

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + \nu q A_{Ed} + I_x \quad (\text{S-SLS-DEP-Ix})$$

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + \nu q A_{Ed} + I_y \quad (\text{S-SLS-DEP-Iy})$$

Unde $\nu = 0,5$ și $q = 6 \Rightarrow \nu q = 3$

Deplasările relative de nivel la SLS sunt prezentate în Tabelul 2-9.. Situația cea mai defavorabilă se regăsește la nivelul 6:

$$d_r^{SLS} = 0,0063h \leq d_{r,a}^{SLS} = 0,0075h \rightarrow \text{verifică.}$$

Tabelul 2-9. Deplasările relative de nivel la SLS.

Nivel	$d_r^{SLS}/h (X)$	$d_r^{SLS}/h (Y)$
6	0,0063	0,0063
5	0,0062	0,0062
4	0,0061	0,0061
3	0,0057	0,0057
2	0,0053	0,0053
1	0,0044	0,0044

2.3.9 Verificarea deplasărilor la SLU

Verificarea deplasărilor la SLU se efectuează conform prevederilor paragrafului 4.5.4(3) și secțiunii E.2 din P100-1/2013. Valoarea admisă a deplasării relative de nivel este $d_{r,a}^{SLS} = 0,025h$. Practic, valorile deplasărilor relative de nivel la SLU s-au determinat din combinațiile de încărcări:

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha c q A_{Ed} + I_x \quad (\text{S-SLU-DEP-Ix})$$

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha c q A_{Ed} + I_y \quad (\text{S-SLU-DEP-Iy})$$

Calculul factorului c pe direcția X a structurii

Suprarezistența sistemului structural: $\Omega_T = 2,35$

Factorul de comportare: $q = 6$

Factorul de multiplicare a efectelor acțiunii seismice datorită efectelor de ordinul 2: $\alpha = 1,137$

$$T_1 = 0,946 \text{ s} \leq T_C = 1,6 \text{ s} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow c = \Omega_T/q + (1 - \Omega_T/q) \cdot T_C/T_1 = 1,421 \leq 3 \alpha c q = 9,69$$

Calculul factorului c pe direcția Y a structurii

Suprarezistența sistemului structural: $\Omega_T = 2,35$

Factorul de comportare: $q = 6$

Factorul de multiplicare a efectelor acțiunii seismice datorită efectelor de ordinul 2: $\alpha = 1,137$

$$T_2 = 946 \text{ s} \leq T_C = 1,6 \text{ s} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow c = \Omega_T/q + (1 - \Omega_T/q) \cdot T_C/T_2 = 1,421 \leq 3 \alpha c q = 9,69$$

Calculul deplasărilor la starea limită ultimă

S-a considerat aceeași valoare a produsului $\alpha c q = 9,69$ pentru ambele direcții orizontale ale structurii.

Valorile deplasărilor relative de nivel la SLU determinate din combinațiile S-SLU-DEP-Ix și S-SLU-DEP-Iy sunt prezentate în de mai jos. Situația cea mai defavorabilă se regăsește la nivelul 6:

$$d_r^{ULS} = 0,0178h \leq d_{r,a}^{ULS} = 0,025h \rightarrow \text{verifică.}$$

Tabelul 2-10. Deplasările relative de nivel la SLU.

Nivel	$d_r^{ULS}/h (X)$	$d_r^{ULS}/h (Y)$
6	0,0178	0,0178
5	0,0176	0,0176
4	0,0171	0,0171
3	0,0159	0,0159
2	0,0148	0,0148
1	0,0123	0,0123

2.4 Exemplu de calcul II – Structură duală contravântuită cu BRB-uri – D-BRBF

2.4.1 Date generale despre structură

Amplasament: București

Regim de înălțime: parter + 5 etaje (6 niveluri)

Înălțime totală: $H = 21,00$ m

Sistemul structural pentru preluarea forțelor orizontale este alcătuit din Cadre duale cu contravântuiri cu flambaj împiedicat (D-BRBF). Schema spațială a structurii este prezentată în Figura 2-16. Planșeul din beton armat (b.a.) pe cofraj pierdut din tablă cutată reazemă pe un sistem de grinzi secundare și principale articulate, realizate în soluție compusă oțel-beton. Sistemul de preluare a încărcărilor laterale este compus din cadre contravântuite centric în V inversat și cadre necontravântuite dispuse perimetral pe direcția X în axele 1 și 6 și pe direcția Y în axele A și D, vezi Figura 2-17 și Figura 2-18.

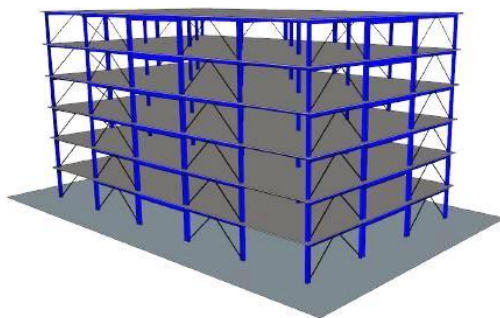


Figura 2-16. Schema spațială a structurii.

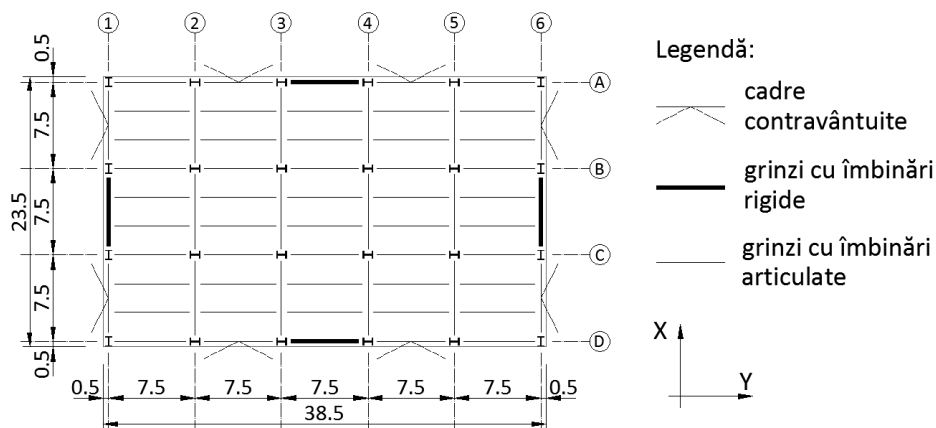


Figura 2-17. Planul structurii.

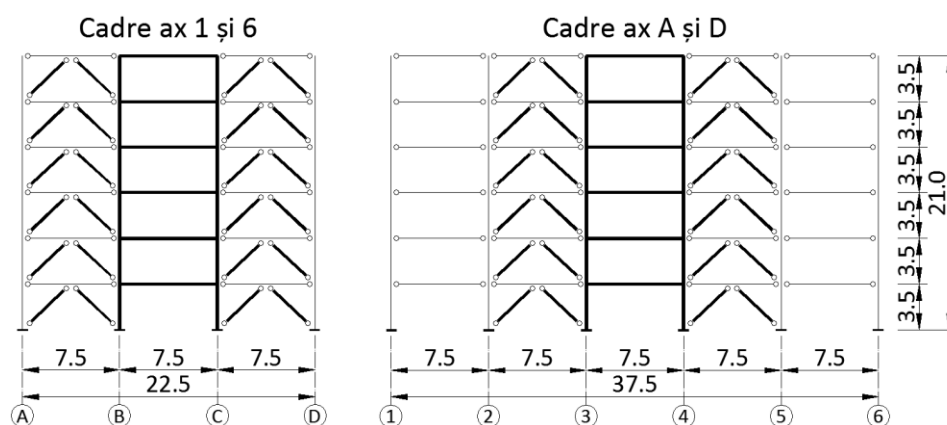


Figura 2-18. Elevații structură prin axe 1, 6, A și D.

Structura are caracteristicile dimensionale în plan, de încărcări și de preluare a încărcărilor gravitaționale cu cele ale structurii din secțiunea 2.3.

Din punct de vedere al alcătuirii structurii aceasta este similară cu cea de la secțiunea 2.3 cu excepția grinzilor prinse rigid ale cadrelor necontravântuite, confecționate din oțel S235.

Calcululele efectuate prezintă abordări și soluții tipice pentru fiecare problemă în parte, dar care nu sunt și unicele posibile.

2.4.2 Baza normativă

Vezi secțiunea 2.3.2.

2.4.3 Încărcări

2.4.3.1 Încărcări gravitaționale

Vezi secțiunea 2.3.3.1.

2.4.3.2 Acțiunea seismică de proiectare

Vezi secțiunea 2.3.3.2.

Pentru structura D-BRBF s-a adoptat același factor de comportare q ca în cazul structurii BRBF.

A fost adoptat conceptul de comportare disipativă, clasa de ductilitate înaltă a structurii DCH, vezi secțiunea 6.1.2 din P100-1/2013. Astfel, structura fiind regulată pe verticală, conform P100-1/2013, Tabelul 6.3, factorul q considerat în analiza statică liniară pentru proiectare este ales astfel:

- D-BRBF: Cadre duale cu contravântuiri cu flambaj împiedicat: $q = 6,0$

2.4.4 Combinații de încărcări în situația seismică de proiectare

Vezi secțiunea 2.3.4.

2.4.5 Alegerea modelului structural și a metodei de calcul

Vezi secțiunea 0.

2.4.6 Calculul structural

2.4.6.1 Modelul structurii

Structura a fost analizată folosind un model spațial într-un program de calcul comercial. S-a considerat efectul de diafragmă rigidă asigurat de planșeele de beton armat. Stâlpii perimetrali au fost încastrați la bază, iar stâlpii centrali au fost articulați la bază.

Legăturile dintre bare (rigide/articulate) au fost modelate conform datelor din Figura 2-17 și Figura 2-18.

Secțiunile elementelor structurale sunt prezentate în Tabelul 2-11, Tabelul 2-12 și Tabelul 2-13.

Încărcările gravitaționale au fost aplicate pe planșee (încărcările permanente și utile) și pe grinzile perimetrale (încărcarea din pereți exteriori). Masele structurii au fost calculate automat din încărcările gravitaționale aplicate pe structură.

Tabelul 2-11. Secțiunile profilelor laminate ale cadrelor contravântuite și ale miezului diagonalelor utilizate pentru preluarea forțelor laterale.

Nivel	Grinzi cadru contravântuit X și Y	Stâlpi cadru contravântuit X	Stâlpi cadru contravântuit Y	Secțiune diagonale (mm)
6	HE320A	HE260B	HE260B	15 x 40
5	HE320A	HE260B	HE260B	20 x 55
4	HE400A	HE280B	HE280B	25 x 60
3	HE400A	HE280B	HE280B	30 x 65
2	HE400A	HD320x158	HD320x198	30 x 75
1	HE400A	HD320x158	HD320x198	30 x 65

Tabelul 2-12. Secțiunile profilelor laminate ale cadrelor necontravântuite utilizate pentru preluarea forțelor laterale.

Nivel	Grinzi cadru necontravântuit X	Grinzi cadru necontravântuit Y	Stâlpi cadru necontravântuit X	Stâlpi cadru necontravântuit Y
6	IPE550	IPE500	HE400B	HE400B
5	IPE600	IPE600	HE400B	HE400B
4	HE550A	HE500A	HE450B	HE450B
3	HE550A	HE550A	HE450B	HE450B
2	HE600A	HE550A	HE500B	HE500B
1	HE600A	HE600A	HE500B	HE500B

Tabelul 2-13. Secțiunile profilelor laminate utilizate pentru preluarea încărcărilor gravitaționale.

Nivel	Grinzi secundare	Grinzi principale	Stâlpi centrali
6	IPE 220	IPE 400	HE 260 B
5	IPE 220	IPE 400	HE 260 B
4	IPE 220	IPE 400	HE 260 B
3	IPE 220	IPE 400	HE 260 M
2	IPE 220	IPE 400	HE 260 M
1	IPE 220	IPE 400	HE 260 M

2.4.6.2 Masele structurii

Masele corespund încărcărilor gravitaționale din gruparea seismică. Conform CR0-2012, ecuația (6.11), încărcările gravitaționale în gruparea seismică sunt calculate cu relația:

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Masele și momentele de inerție ale maselor au fost calculate automat de către programul de calcul și sunt prezentate în Tabelul 2-14.

Tabelul 2-14. Masele de nivel și momentele de inerție ale maselor.

Nivel	Masa (tone)	Momentul de inerție al maselor (tone · m ²)
6	636,7	121 046,3
5	622,4	119 364,9
4	628,4	121 147,1
3	632,7	122 198,0
2	637,7	123 487,3
1	639,1	123 935,7

2.4.6.3 Modurile proprii de vibrație

S-au luat în calcul 6 moduri proprii de vibrație. Perioadele proprii de vibrație T și masele modale efective M_n^* raportate la masa totală a structurii sunt prezentate în Tabelul 2-15. Se poate observa că suma maselor modale efective din primele 6 moduri proprii de vibrație depășește 90% din masa totală a structurii, fiind îndeplinită cerința din secțiunea 4.5.3.3 din P100-1/2013. Deformata structurii în primele trei moduri proprii de vibrație este prezentată în Figura 2-19.

Tabelul 2-15. Perioadele proprii de vibrație și masele modale efective.

Mod	T (s)	$M_{n,x}^*$ (%)	$M_{n,y}^*$ (%)	$\Sigma M_{n,x}^*$ (%)	$\Sigma M_{n,y}^*$ (%)
1	0,926	77,31	0,00	77,31	0,00
2	0,924	0,00	77,19	77,31	77,19
3	0,587	0,00	0,00	77,31	77,19
4	0,358	0,00	14,53	77,31	91,71
5	0,356	14,55	0,00	91,87	91,71
6	0,227	0,00	0,00	91,87	91,71



Figura 2-19. Primele trei moduri proprii de vibrație ale structurii.

2.4.6.4 Imperfecțiuni globale

Conform paragrafului 5.3.2(4) din SR EN 1993-1-1, modelarea imperfecțiunilor globale în calculul structural nu este necesară dacă:

$$H_{Ed} \geq 0,15V_{Ed}$$

unde H_{Ed} este valoarea de calcul a reacțiunii orizontale la partea inferioară a nivelului, iar V_{Ed} este valoarea totală a încărcării verticale la partea inferioară a nivelului.

Verificarea relației $H_{Ed} \geq 0,15V_{Ed}$ pentru fiecare din cele două direcții orizontale în situația seismică de proiectare (combinația de încărcări S-SLU-DIS) este sintetizată în Tabelul 2-16.

Tabelul 2-16. Verificarea relației $H_{Ed} \geq 0,15V_{Ed}$.

Nivel	$H_{Ed,x}$	$H_{Ed,y}$	V_{Ed}	$0,15V_{Ed}$	$H_{Ed,x} \geq 0,15V_{Ed}$	$H_{Ed,y} \geq 0,15V_{Ed}$
6	1 194,1	1 196,9	7 193,5	1 079,0	DA	DA
5	2 023,1	2 023,2	14 211,3	2 131,7	NU	NU
4	2 676,3	2 674,7	21 305,6	3 195,8	NU	NU
3	3 161,8	3 158,3	28 467,4	4 270,1	NU	NU
2	3 498,5	3 494,2	35 688,3	5 353,2	NU	NU
1	3 691,5	3 686,5	42 886,4	6 433,0	NU	NU

Se observă că nu este îndeplinită condiția $H_{Ed} \geq 0,15V_{Ed}$ la toate nivelele pe nici una din cele două direcții orizontale, ceea ce implică necesitatea modelării imperfecțiunilor globale pentru analiza structurii. Conform paragrafului 5.3.2 din SR EN 1993-1-1, imperfecțiunile globale pot fi modelate printr-un sistem de forțe laterale echivalente H_i .

$$\phi_0 = 1/200$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{H} \text{ dar } 2/3 \leq \alpha_h \leq 1.0 \Rightarrow \alpha_h = 0,6667$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + 1/m)} = 0,7906$$

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m = 0,002635$$

Forțele laterale echivalente H_i de la nivelul i , calculate în funcție de încărcările gravitaționale totale P_i de la același nivel și imperfecțiunea globală inițială ϕ rezultă:

Nivel	P_i (kN)	H_i (kN)
6	7 193,5	19,0
5	14 211,3	37,4
4	21 305,6	56,1
3	28 467,4	75,0
2	35 688,3	94,0
1	42 886,4	113,0

Conform paragrafului 5.3.2 din SR EN 1993-1-1, în cazul modelelor spațiale imperfecțiunile globale trebuie modelate pe fiecare direcție orizontală, dar în ipoteze independente de încărcare.

Astfel, pentru verificările aferente SLU, rezultă următoarele combinații de încărcări:

$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{Ed} + I_x$	(S-SLU-DIS-Ix)
$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + \Omega_T A_{Ed} + I_x$	(S-SLU-NDIS-Ix)
$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + cq A_{Ed} + I_x$	(S-SLU-DEP-Ix)
$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{Ed} + I_y$	(S-SLU-DIS-Iy)
$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + \Omega_T A_{Ed} + I_y$	(S-SLU-NDIS-Iy)
$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + cq A_{Ed} + I_y$	(S-SLU-DEP-Iy)

2.4.6.5 Efectele de ordinul doi

Importanța efectelor de ordinul doi este dată de valoarea coeficientului de sensibilitate al deplasării relative de nivel, θ , determinat conform 4.6.2.2(2) din P100-1/2013:

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h}$$

Calculul coeficienților θ pentru fiecare nivel al structurii și pentru fiecare direcție a imperfecțiunilor este sintetizat în Tabelul 2-17. Eforturile s-au determinat din combinațiile de încărcări S-SLU-DIS-Ix și S-SLU-DIS-Iy iar deplasările din S-SLU-DEP-Ix și S-SLU-DEP-Iy.

Tabelul 2-17. Calculul coeficientului θ în combinațiile de încărcări cu imperfecțiuni pe direcția X și pe direcția Y.

Nivel	P_{tot} (kN)	S-SLU- DIS-Ix	S-SLU- DIS-Iy	S-SLU- DEP-Ix	S-SLU- DEP-Iy	S-SLU- DEP-Ix	S-SLU- DEP-Iy
		$V_{tot,X}$ (kN)	$V_{tot,Y}$ (kN)	$d_{r,X}/h$	$d_{r,Y}/h$	θ_X	θ_Y
6	7 193,5	1 213,1	1 215,8	0,0160	0,0163	0,095	0,096
5	14 211,3	2 060,6	2 060,6	0,0171	0,0171	0,118	0,118
4	21 305,6	2 732,4	2 730,9	0,0171	0,0168	0,133	0,131
3	28 467,4	3 236,9	3 233,3	0,0154	0,0151	0,135	0,133
2	35 688,3	3 592,5	3 588,3	0,0139	0,0142	0,138	0,141
1	42 886,4	3 804,5	3 799,5	0,0127	0,0125	0,143	0,141

Valoarea maximă a coeficientului de sensibilitate la efectele de ordinul doi:

$$\theta = 0,143$$

Pentru $0,1 < \theta \leq 0,2$, efectele de ordinul doi trebuie luate în calcul, multiplicând valorile de calcul ale efectelor acțiunii seismice cu factorul:

$$\alpha = \frac{1}{1 - \theta} = 1,167$$

Pentru simplitate, factorul α a fost introdus în combinațiile de încărcări pentru verificarea la SLU:

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha A_{Ed} + I_x \quad (\text{S-SLU-DIS-Ix})$$

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha \Omega_T A_{Ed} + I_x \quad (\text{S-SLU-NDIS-Ix})$$

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha c q A_{Ed} + I_x \quad (\text{S-SLU-DEP-Ix})$$

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha A_{Ed} + I_y \quad (\text{S-SLU-DIS-Iy})$$

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha \Omega_T A_{Ed} + I_y \quad (\text{S-SLU-NDIS-Iy})$$

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha c q A_{Ed} + I_y \quad (\text{S-SLU-DEP-Iy})$$

2.4.7 Verificarea componentelor cadrului contravântuit la SLU

Conform paragrafului 6.1.3(1) din P100-1/2013, se folosesc următoarele valori ale coeficienților parțiali de siguranță pentru material:

$$\gamma_{M0} = 1,10 \quad \gamma_{M1} = 1,10 \quad \gamma_{M2} = 1,25$$

Conform paragrafului 6.2(5) din P100-1/2013, factorul de suprarezistență de material pentru S355, din care sunt realizate elementele disipative (contravântuirile) este:

$$\gamma_{ov} = 1,25$$

2.4.7.1 Dimensionarea contravântuirilor cu flambaj împiedicat

Eforturile de calcul în situația seismică de proiectare provin din combinațiile de încărcări S-SLU-DIS-Ix și S-SLU-DIS-Iy în care a fost inclus și efectul de ordinul II prin multiplicarea valorilor de calcul ale efectelor acțiunii seismice cu factorul $\alpha = 1,167$. Dimensionarea miezului de oțel al contravântuirilor s-a făcut conform cap. 6.11.4 din P100-1/2013, cu relația:

$$A_{nec,i} = \frac{N_{Ed,i} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

f_y (MPa)	γ_{ov}	γ_{M0}	β	ω
355	1,25	1,10	1,3	1,4

Capacitatea corectată la compresiune (P100-1/2013, cap. 6.11.2(2)):

$$C_{max} = \beta \cdot \omega \cdot \gamma_{ov} \cdot f_y \cdot A_p$$

Capacitatea corectată la întindere (P100-1/2013, cap. 6.11.2(3)):

$$T_{max} = \omega \cdot \gamma_{ov} \cdot f_y \cdot A_p$$

unde:

β este factorul de corecție a capacității la compresiune,
 ω este factorul de corecție datorat consolidării.

Valorile eforturilor de calcul, a ariilor necesare și efective și a capacităților corectate la compresiune și întindere sunt sintetizate pentru direcția X și pentru direcția Y în tabelul următor:

Direcția X						
Nivel i	$N_{Ed,i}$ (kN)	$A_{nec,i}$ (mm ²)	A_i (mm ²)	$N_{Rd,i}$ (kN)	$C_{max,i}$ (kN)	$T_{max,i}$ (kN)
6	171,50	531,4	600	193,6	484,6	372,8
5	338,30	1048,2	1100	355,0	888,4	683,4
4	464,50	1439,2	1500	484,1	1 211,4	931,9
3	584,80	1812,1	1950	629,3	1 574,9	1 211,4
2	675,90	2094,4	2250	726,1	1 817,2	1 397,8
1	603,30	1869,4	1950	629,3	1 574,9	1 211,4

Direcția Y						
Nivel i	$N_{Ed,i} (kN)$	$A_{nec,i} (mm^2)$	$A_i (mm^2)$	$N_{Rd,i} (kN)$	$C_{max,i} (kN)$	$T_{max,i} (kN)$
6	178,98	554,6	600	193,6	484,6	372,8
5	341,57	1058,4	1100	355,0	888,4	683,4
4	472,13	1462,9	1500	484,1	1 211,4	931,9
3	588,67	1824,1	1950	629,3	1 574,9	1 211,4
2	683,59	2118,2	2250	726,1	1 817,2	1 397,8
1	596,60	1848,6	1950	629,3	1 574,9	1 211,4

Rigiditățile calculate ale diagonalelor sunt sintetizate pentru direcția X și pentru direcția Y în tabelul următor:

Tabelul 2-18. Calculul rigidităților.

Direcția X/Y			
Nivel	$K_{ef}, N/mm$	$E \cdot A_p/L_n, N/mm$	k
6	38 713,3	24 563,3	1,58
5	71 977,6	45 032,8	1,60
4	98 615,9	61 408,3	1,61
3	128 810,6	79 830,8	1,61
2	150 055,5	92 112,4	1,63
1	128 810,6	79 830,8	1,61

Verificarea deformațiilor axiale specifice în miezul BRB-ului la valori validate experimental ($\varepsilon_b^{SLU} \leq \varepsilon_{b,Rd}$) este prezentată în Tabelul 2-19 și Tabelul 2-20 (deplasările relative de nivel sunt egale pe cele 2 direcții principale ale structurii).

Tabelul 2-19 Verificarea deformațiilor axiale specifice în miezul BRB-ului pe direcția X a structurii.

Nivel	d_r^{SLU}, mm	$\alpha, ^\circ$	L_p, mm	$\varepsilon_b^{SLU}, \%$	$\varepsilon_{b,Rd}, \%$
6	56,0	43,0	2735	1,50%	2,0%
5	59,9	43,0	2645	1,65%	
4	59,9	43,0	2615	1,67%	
3	53,9	43,0	2585	1,52%	
2	48,7	43,0	2525	1,41%	
1	44,5	43,0	2585	1,26%	

Tabelul 2-20 Verificarea deformațiilor axiale specifice în miezul BRB-ului pe direcția Y a structurii.

Nivel	d_r^{SLU}, mm	$\alpha, ^\circ$	L_p, mm	$\varepsilon_b^{SLU}, \%$	$\varepsilon_{b,Rd}, \%$
6	57,1	43,0	2735	1,52%	2,0%
5	59,9	43,0	2645	1,65%	
4	58,8	43,0	2615	1,64%	
3	52,9	43,0	2585	1,49%	
2	49,7	43,0	2525	1,44%	
1	43,8	43,0	2585	1,24%	

2.4.7.2 Calculul suprarezistenței sistemului structural

La calculul eforturilor în componentele nedisipative ale structurii se folosește suprarezistența sistemului structural, determinată conform 6.11.5(1) din P100-1/2013 cu relația:

$$\Omega^T = \beta \cdot \omega \cdot \gamma_{OV} \cdot \Omega^N$$

unde: $\Omega^N = \min_{1 \leq i \leq n} \Omega_i^N$, iar $\Omega_i^N = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$

Pentru S355: $\gamma_{OV} = 1,25$

Calculul valorilor Ω_i^N este sintetizat în Tabelul 2-21. pentru direcțiile X și Y ale structurii. Rezultă, acoperitor, pentru toată structura, un factor de suprarezistență $\Omega_T = 2,40$.

Conform paragrafului 6.11.5(2) diferența dintre valorile maxime și minime ale raportului Ω_i^N (pe fiecare direcție a structurii) trebuie să fie mai mică de 25%. Pe direcția X această diferență este de 7,7%, iar pe direcția Y este de 5,2%.

Tabelul 2-21. Calculul suprarezistenței sistemului structural Ω_T pe direcțiile X și Y ale structurii.

Direcția X							
Nivel i	$N_{Ed,i}$ (kN)	A_i (mm ²)	$N_{Rd,i}$ (kN)	Ω_i^N	Ω^N	$\Delta\Omega_i^N$	Ω^T
6	171,50	600	193,64	1,13	1,04	7,7%	2,37
5	338,30	1100	355,00	1,05			
4	464,50	1500	484,09	1,04			
3	584,80	1950	629,32	1,08			
2	675,90	2250	726,14	1,07			
1	603,30	1950	629,32	1,04			

Direcția Y							
Nivel i	$N_{Ed,i}$ (kN)	A_i (mm ²)	$N_{Rd,i}$ (kN)	Ω_i^N	Ω^N	$\Delta\Omega_i^N$	Ω^T
6	179,00	600	193,64	1,08	1,03	5,21%	2,33
5	341,60	1100	355,00	1,04			
4	472,10	1500	484,09	1,03			
3	588,70	1950	629,32	1,07			
2	683,60	2250	726,14	1,06			
1	596,60	1950	629,32	1,05			

2.4.7.3 Verificarea stâlpilor

Eforturile de calcul pentru stâlpi se determină conform relațiilor (6.30) din P100-1/2013. În acest caz, eforturile respective s-au obținut direct din combinațiile de încărcări S-SLU-NDIS-Ix și S-SLU-NDIS-Iy, în care s-au inclus și efectele

de ordinul II, prin multiplicarea valorilor de calcul ale efectelor acțiunii seismice cu factorul $\alpha = 1,167$. Pentru stâlpii de la nivelul 1 (parter) relațiile (6.30) din P100-1/2013 s-au aplicat doar pentru eforturile axiale. Pentru momente și forțe tăietoare s-au folosit valorile rezultate din combinațiile S-SLU-DIS-Ix și S-SLU-DIS-Iy.

Verificarea la SLU a stâlpilor este prezentată pentru stâlpul de la nivelul 1 (parter), situat la intersecția axelor A și 2.

Au rezultat următoarele eforturi maxime:

$$M_{y,Ed,1} = 175,0 \text{ kNm} \quad M_{z,Ed,1} = 15,5 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Ed,2} = -70,2 \text{ kNm} \quad M_{z,Ed,2} = 8,0 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 5881,5 \text{ kN}$$

Momentele de la capătul inferior al stâlpului s-au notat cu indice 1, iar cele de la capătul superior cu indice 2.

Secțiune: HD320x198 ($i_y = 143,4 \text{ mm}$)

Oțel: S355 ($f_y = 355 \text{ N/mm}^2$)

Pentru grosimea nominală a materialului ($t_f = 32,0 \text{ mm}$ și $t_w = 18,0 \text{ mm}$) mai mică sau egală cu 40 mm , valoarea nominală a rezistenței la curgere f_y pentru oțelul S355 (conform EN 10025-2, tabelul 3.1) este 355 N/mm^2 .

Verificarea la flambaj din încovoiere și compresie

Stâlpii se verifică la efectul combinat al eforturilor axiale și momentelor încovoietoare conform relațiilor (6.61) și (6.62) din SR EN 1993-1-1, după cum cere P100-1/2013, paragraful 6.11.5(1):

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

Ținând cont de faptul că efectele de ordinul doi și imperfecțiunile globale au fost incluse explicit în calcul, iar stâlpul este încastrat la bază, s-a considerat o lungime de flambaj egală cu $KL = 0,7 \times 3,5 \text{ m}$, atât pentru flambajul prin încovoiere (după ambele axe), cât și prin încovoiere-răsucire (vezi paragraful 5.2.2(7)B din SR EN 1993-1-1).

Pentru stâlpul în cauză, cea mai defavorabilă relație este (6.62), după cum urmează:

$$0,811 + 0,055 + 0,030 = 0,896 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică}$$

Verificarea la forță tăietoare

$$V_{z,Ed}/V_{z,pl,Rd} = 0,03 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică}$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,pl,Rd} = 0,001 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică}$$

Ținând cont de faptul că raportul dintre forța tăietoare de calcul și rezistența de calcul la forfecare a secțiunii este mai mică de 0,5, nu este necesară considerarea interacțiunii dintre încovoiere și forfecare.

2.4.7.4 Verificarea grinzilor cadrului contravântuit

Verificarea la SLU a grinzilor cadrelor contravântuite este prezentată pentru grinda de la nivelul 2 din cadrul ax A, între axele 2 și 3.

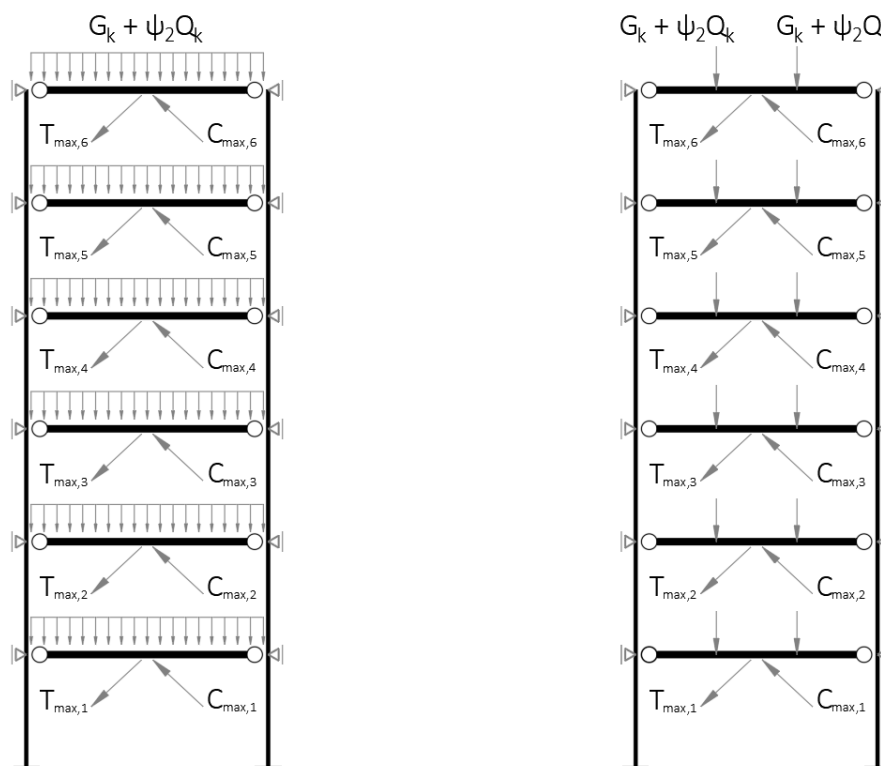


Figura 2-20. Schemele statice folosite pentru calculul eforturilor în grinzile cadrelor contravântuite.

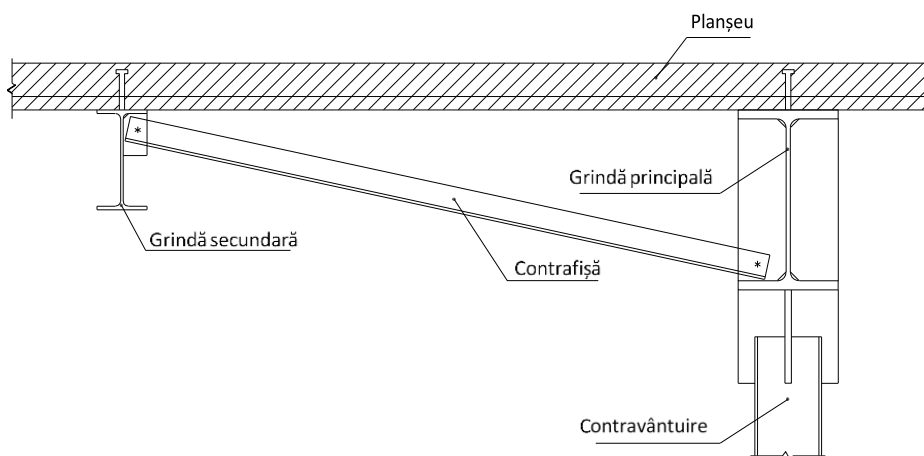


Figura 2-21. Contrafișă pentru asigurarea legăturii laterale a grinzii.

Eforturile de calcul pentru grinzile cadrelor contravântuite se determină conform relațiilor (6.30) din P100-1/2013. În acest exemplu, eforturile respective s-au obținut direct din combinația de încărcări S-SLU-NDIS-Iy.

În plus, conform paragrafului 6.11.3(2)(a) din P100-1/2013, grinzile cadrelor contravântuite centric în V inversat trebuie proiectate în ipoteza că diagonalele nu contribuie la preluarea încărcărilor gravitaționale, iar pentru combinațiile care includ acțiunea seismică, efectul contravântuirii asupra grinzii, exprimat printr-o forță verticală și una orizontală, se determină pe baza rezistenței corectate la întindere și compresiune.

Eforturile maxime în grinda analizată sunt:

$$M_{y,Ed,1} = 0 \text{ kNm} \quad M_{y,Ed,2} = -431,1 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 1175,2 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = 143,1 \text{ kN}$$

Momentul de la capătul grinzii s-a notat cu indice 1, iar cel de la mijloc cu indice 2.

Secțiune: HE400A

Oțel: S355 ($f_y = 355 \text{ N/mm}^2$)

Conform paragrafului 6.11.3(2)(b) din P100-1/2013, în secțiunea de intersecție cu diagonalele, grinda trebuie prevăzută, atât la talpa superioară cât și la talpa inferioară, cu legături laterale. La talpa superioară legăturile laterale sunt asigurate de planșeu de beton armat și conectori, iar la talpa inferioară s-a dispus o contrafișă (vezi Figura 2-21).

Verificarea la flambaj din încovoiere și compresiune

Grinda se verifică la efectul combinat al efortului axial și momentului încovoiător conform relațiilor (6.61) și (6.62) din SR EN 1993-1-1, după cum cere P100-1/2013, paragraful 6.11.5(1):

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$
$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Ținând cont de legătura laterală de la mijlocul grinzii, lungimea de flambaj a grinzii pentru flambajul prin încovoiere-răsucire și flambaj prin încovoiere s-a considerat egală cu jumătate din lungimea ei. În cazul în care se dorește un calcul mai exact, se poate ține cont de efectul favorabil al conectorilor de la talpa superioară a grinzii, care împiedică flambajul prin încovoiere în afara planului.

Pentru grinda analizată, cea mai defavorabilă relație este (6.62), după cum urmează:

$$0,234 + 0,506 = 0,740 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică}$$

Verificarea la forță tăietoare

Conform SR EN 1993-1-1 verificarea la forță tăietoare este:

$$V_{z,Ed}/V_{z,pl,Rd} = 0,134 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică}$$

Ținând cont de faptul că raportul dintre forța tăietoare de calcul și rezistența de calcul la forfecare a secțiunii este mai mică de 0,5, nu este necesară considerarea interacțiunii dintre încovoiere și forfecare.

2.4.7.5 Îmbinările elementelor disipative

Elementele disipative sunt de două feluri: diagonalele BRB și grinzile cadrelor cu rol de preluare a forțelor orizontale.

Îmbinările diagonalelor BRB se vor dimensiona conform secțiunii 6.11.6 din P100-1/2013. Îmbinările trebuie proiectate astfel încât să nu se plasticizeze la o forță corespunzătoare curgerii miezului din oțel. Astfel, acestea se vor dimensiona la forța axială maximă care se poate dezvolta în contravântuire, majorată cu un factor egal cu 1.1.

$$R_d \geq 1,1 \cdot \beta \cdot \omega \cdot \gamma_{OV} \cdot f_y \cdot A$$

Calculul îmbinării trebuie să ia în considerare flambajul local și global. Acest lucru se poate face prin calculul guseului la o forță transversală similară cu cea dezvoltată în timpul încercării sau prin dispunerea unor rigidizări pe guseu.

2.4.7.6 Îmbinările elementelor nedisipative

Vezi secțiunea 2.3.7.6.

2.4.8 Verificarea componentelor cadrului necontravântuit la SLU

Conform paragrafului 6.1.3(1) din P100-1/2013, se folosesc următoarele valori ale coeficienților parțiali de siguranță pentru material:

$$\gamma_{M0} = 1,10 \quad \gamma_{M1} = 1,10 \quad \gamma_{M2} = 1,25$$

Conform paragrafului 6.2(5) din P100-1/2013, factorul de suprarezistență de material pentru S235 (din care sunt realizate elementele disipative - grinzile) este:

$$\gamma_{ov} = 1,40$$

2.4.8.1 Verificarea grinzilor

Verificarea la SLU este prezentată pentru grinda cea mai solicitată, amplasată la nivelul 6, în cadrul ax 1, între axele B și C.

Eforturile maxime au rezultat din combinația de încărcări S-SLU-DIS-Ix:

$$M_{Ed} = 157,0 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

Secțiune: IPE550

Oțel: S235 ($f_y = 235 \text{ N/mm}^2$)

Clasa secțiunii

Secțiunea este de clasă 1 conform Tabel 5.3 din SR EN 1993-1-1. Secțiunea satisface cerințele clasei de secțiune (clasa 1) pentru elemente disipative supuse la încovoiere în structuri de clasă de ductilitate înaltă DCH.

Verificarea zonei disipative de la capătul grinzii

Conform paragrafului 6.6.2(1) din P100-1/2013, grinzile cadrelor necontravântuite trebuie verificate conform SR EN 1993-1-1 în ipoteza că la unul din capete s-a format o articulație plastică. În plus, conform paragrafului 6.6.2(5) din P100-1/2013, în zona articulației plastice trebuie asigurate legături laterale la ambele tălpi ale grinzii. Aceste cerințe implică verificarea lungimii stabile a segmentelor adiacente articulației plastice conform 6.3.5 și BB.3 din SR EN 1993-1-1. Porțiunile de grindă în care nu se formează articulații plastice (cuprinse între două reazeme laterale consecutive) se verifică în conformitate

cu 6.3.2 din SR EN 1993-1-1 (vezi Figura 2-22). Talpa superioară are asigurată legătură laterală continuă prin intermediul conectorilor și a plăcii de beton armat. Conectorii nu se dispun în zona articulației plastice pe o lungime definită în secțiunea 7.7.5 din SR EN 1998-1 pentru a preveni creșterea momentului capabil al grinzii ca urmare a conlucrării cu placa de beton armat. La talpa inferioară se dispun contrafișe (vezi Figura 2-23) la capătul zonelor disipative, conform cerințelor P100-1/2013, paragraful 6.6.2(5).

Lungimea interax a grinzii: $L = 7500 \text{ mm}$

Lungimea grinzii între fețele stâlpilor: $L_b = 7100 \text{ mm}$

Poziția articulației plastice s-a estimat conform relației (vezi ANSI/AISC 358-10, pentru îmbinări cu șuruburi cu placă de capăt):

$$L_p = \min(h_b/2, 3b_b) = 0,275 \text{ m} \Rightarrow L_p = 0,275 \text{ m}$$

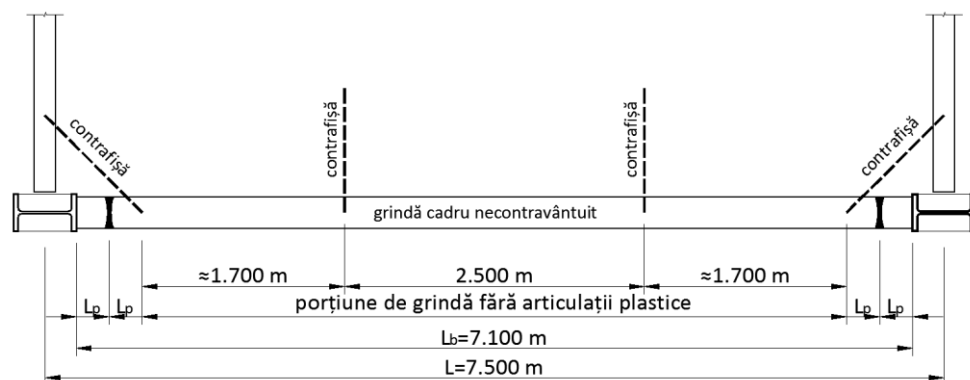


Figura 2-22. Grinda cadrului necontravântuit, cu legături laterale.



Figura 2-23. Contrafișă pentru asigurarea legăturilor laterale la talpa inferioară a grinzii cadrului necontravântuit.

S-au dispus contrafișe la ambele capete ale grinzii, la o distanță de $2L_p = 550,0 \text{ mm}$ de la fața stâlpului (vezi Figura 2-22).

Conform secțiunii 6.2 din SR EN 1993-1-1:

$$M_{pl,Rd,b} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = 595 \text{ kNm}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = 2871 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = 892 \text{ kN}$$

În zonele plastice potențiale se verifică relațiile (6.2)-(6.4) din P100-1/2013:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd,b}} = 0,26 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0 \leq 0,15 \rightarrow \text{verifică}$$

$$V_{Ed,G} = 145,66 \text{ kN} \text{ (din încărcări gravitaționale în combinația seismică)}$$

$$V_{Ed,M} = \frac{2M_{pl,Rd,b}}{L_b - 2L_p} = 181,68 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 327,34 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0,37 \leq 0,5 \rightarrow \text{verifică}$$

Verificare contrafișe ce mărginesc zona plastică

Reazemele laterale (contrafișele) adiacente zonelor potențial plastice s-au proiectat pentru a prelua o forță orizontală, perpendiculară pe axul grinzii egală cu $0,06\gamma_{ov}f_y t_{fb} b_b = 71,30 \text{ kN}$. În axul contrafișei rezultă o forță egală cu 113 kN .

Contrafișele s-au dispus între talpa inferioară a grinzii principale și talpa superioară a grinzii perpendiculare, prinsă de stâlp. Lungimea acestora este de 1200 mm .

Au rezultat două corniere L 100 x 65 x 7 din oțel S235, prinse de un guseu cu grosimea de 15 mm din oțel S355.

Verificarea segmentului central (elastic) al grinzii

Pentru segmentul central al grinzii cu lungimea de 6000 mm , cuprins între cele două contrafișe, rezultă conform paragrafului 6.3.2.2 din SR EN 1993-1-1:

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,635 > \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$$

În această situație, elementul este sensibil la flambaj prin încovoiere-răsucire, vezi 6.3.2.2(4) din SR EN 1993-1-1.

Este necesară prevederea unor legături intermediare suplimentare la talpa inferioară a grinzii. Se dispun două contrafișe între talpa inferioară a grinzii principale și talpa superioară a grinzii secundare paralele, la distanțe egale, împărțind deschiderea interax de 7,5 m în trei deschideri egale, de 2,5 m. Lungimea contrafișelor este de 2560 mm.

Pentru segmentul aflat între contrafișa adiacentă articulației plastice și cea din zona elastică, cu lungimea de 1,7 m, rezultă conform paragrafului 6.3.2.2 din SR EN 1993-1-1:

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,208 \leq \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$$

Pentru segmentul aflat între contrafișele din zona elastică, cu lungimea de 2,5 m, rezultă conform paragrafului 6.3.2.2 din SR EN 1993-1-1:

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,300 \leq \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$$

Verificare contrafișe zona elastică

Reazemele laterale (contrafișele) din zona elastică a grinzii principale s-au proiectat pentru o forță orizontală, perpendiculară pe axul grinzii egală cu $0,02\gamma_{ov}f_y t_{fb} b_b = 23,77 \text{ kN}$. În axul contrafișei rezultă o forță egală cu 24 kN .

Au rezultat două corniere L 70x70x6 din oțel S235, prinse de un guseu cu grosimea de 10 mm din oțel S355.

2.4.8.2 Calculul suprarezistenței sistemului structural

$$\Omega_T = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^M$$

$$\text{unde: } \Omega^M = \min_{1 \leq i \leq n} \Omega_i^M, \text{ iar } \Omega_i^M = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$$

Pentru S235: $\gamma_{ov} = 1,40$

Calculul valorilor Ω_i^M este sintetizat în Tabelul 2-22. pentru direcția X a structurii și în Tabelul 2-23 pentru direcția Y a structurii. Rezultă, pe direcția X un factor de suprarezistență $\Omega_T = 2,53$, iar pe direcția Y un factor de suprarezistență $\Omega_T = 2,93$.

Conform paragrafului 6.6.3(2) din P100-1/2013, valorile maxime și minime ale Ω_i^M trebuie să difere cu mai puțin de 25%. Pe direcția X această diferență este de $22,6\% \leq 25\%$, iar pe direcția Y este de $18,5\% \leq 25\%$,

Tabelul 2-22. Calculul suprarezistenței sistemului structural Ω_T pe direcția X a structurii.

Deschidere	Nivel	Secțiune	$M_{Ed,i}/M_{pl,Rd,i}$	Ω_i^M	Ω^M	Ω_T
1	6	IPE550	0,55	1,83	1,64	2,53
	5	IPE600	0,61	1,64		
	4	HE550A	0,52	1,92		
	3	HE550A	0,51	1,94		
	2	HE600A	0,47	2,12		
	1	HE600A	0,49	2,03		

Tabelul 2-23. Calculul suprarezistenței sistemului structural Ω_T pe direcția Y a structurii.

Deschidere	Nivel	Secțiune	$M_{Ed,i}/M_{pl,Rd,i}$	Ω_i^M	Ω^M	Ω_T
1	6	IPE500	0,50	1,98	1,90	2,93
	5	IPE600	0,53	1,90		
	4	HE500A	0,47	2,11		
	3	HE550A	0,45	2,23		
	2	HE550A	0,43	2,33		
	1	HE600A	0,44	2,28		

2.4.8.3 Verificarea stâlpilor de la parter

Verificarea la SLU a stâlpilor de la parter este detaliată pentru elementul cel mai solicitat, amplasat în cadrul ax A, la intersecția cu axul 4.

Eforturile de calcul pentru stâlpi se determină conform relațiilor (6.6) din P100-1/2013. În acest caz, eforturile respective s-au obținut direct din combinațiile de încărcări S-SLU-NDIS.

Se remarcă totuși că paragraful 6.6.1(1) din P100-1/2013 permite formarea articulațiilor plastice la baza stâlpilor. În consecință, momentele de calcul de la baza structurii au fost luate din combinațiile de încărcări folosite pentru proiectarea elementelor disipative (S-SLU-DIS+Iy).

Au rezultat următoarele eforturi maxime:

$$M_{y,Ed,1} = 455,9 \text{ kNm} \quad (\text{din combinația S-SLU-DIS+Iy})$$

$$M_{z,Ed,1} = 13,0 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Ed,2} = -496,9 \text{ kNm} \quad (\text{din combinația S-SLU-NDIS+Iy})$$

$$M_{z,Ed,2} = 2,7 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 3839,0 \text{ kN} \quad (\text{din combinația S-SLU-NDIS+Iy})$$

$$V_{z,Ed} = 619,7 \text{ kN} \quad (\text{din combinația S-SLU-NDIS+Iy})$$

$$V_{y,Ed} = 13,8 \text{ kN}$$

Momentele de la capătul inferior al stâlpului s-au notat cu indice 1, iar cele de la capătul superior cu indice 2.

Secțiune: HE500B ($i_y = 211,9 \text{ mm}$)

Oțel: S355 ($f_y = 355 \text{ N/mm}^2$)

Clasa secțiunii

Clasa secțiunii este 1 (conform Tabelului 5.3 din SR EN 1993-1-1), deci secțiunea satisface cerința clasei de secțiune (clasa 1) pentru elementele disipative (baza stâlpului) supuse la încovoiere în structuri de clasă de ductilitate DCH.

Verificarea la compresiune cu încovoiere

Stâlpii se verifică la efectul combinat al eforturilor axiale și momentelor încovoietoare conform relațiilor (6.61) și (6.62) din SR EN 1993-1-1, după cum cere P100-1/2013, paragraful 6.6.3(1):

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Ținând cont de faptul că efectele de ordinul doi și imperfecțiunile globale au fost luate explicit în calcul, s-a considerat o lungime de flambaj egală cu lungimea interax $KL = 3,5 \text{ m}$, atât pentru flambajul prin încovoiere (după ambele axe), cât și prin încovoiere-răsucire (vezi paragraful 5.2.2(7)B din SR EN 1993-1-1).

Pentru stâlpul în cauză, cea mai defavorabilă relație este (6.61), după cum urmează:

$$0,499 + 0,233 + 0,003 = 0,735 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică}$$

Verificarea la forță tăietoare

$$V_{z,Ed}/V_{z,pl,Rd} = 0,370 \leq 0,5 \rightarrow \text{verifică}$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,pl,Rd} = 0,004 \leq 0,5 \rightarrow \text{verifică}$$

Verificarea panoului de inimă al stâlpului

Grinda: HE600A

Stâlp: HE500B

Momentul capabil al grinzii: $M_{pl,Rd,b} = 1143 \text{ kNm}$

Poziția articulației plastice s-a estimat conform relației (vezi ANSI/AISC 358-10, pentru îmbinări cu șuruburi cu placă de capăt):

$$L_p = \min(h_b/2, 3b_b) = 0,30 \text{ m}$$

Lungimea grinzii între fețele stâlpilor: $L_b = 7,00 \text{ m}$

Forța tăietoare din încărcările gravitaționale în combinația seismică:

$$V_{Ed,G} = 95,34 \text{ kN}$$

Forța tăietoare în grindă, aferentă formării articulațiilor plastice la capetele grinzii:

$$V_{Ed,M} = \frac{2M_{pl,Rd,b}}{L_b - 2L_p} = 357,19 \text{ kN}$$

Forța tăietoare totală în articulația plastică:

$$V_{Ed}^{cor} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 452,53 \text{ kN}$$

Momentul încovoietor de la fața stâlpului aferent formării articulației plastice la distanța L_p :

$$M_{pl,Rd,b}^{cor} = M_{pl,Rd,b} + L_p \cdot V_{Ed}^{cor} = 1278,76 \text{ kNm}$$

Forța tăietoare din panoul de inimă a stâlpului se determină conform paragrafului 6.6.3(5) din P100-1/2013, relația (6.9).

$$V_{wp,Ed} = \frac{2M_{pl,Rd,b}^{cor}}{h_b - t_{fb}} = 4046 \text{ kN}$$

Rezistența la forfecare a panoului de inimă a stâlpului se determină conform SR EN 1993-1-8, paragraful 6.2.6.1:

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 0,8136$$

$$d/t_{wp} = 486/13 = 37,38 \leq 69\varepsilon = 56,14 \rightarrow \text{verifică}$$

Rezistența plastică la încovoiere a unei tălpi de stâlp este:

$$M_{pl,fc,Rd} = \frac{f_y b_c t_{cf}^2}{4\gamma_{M0}} = 18,98 \text{ kNm}$$

Rigidizările de continuitate din panoul de inimă a stâlpului au grosimea $t_{st} = 25 \text{ mm}$ și lățimea totală (de pe ambele părți ale inimii) $b_{st} = 2 \times 142 \text{ mm} = 284 \text{ mm}$

Rezistența plastică la încovoiere a unei rigidizări de continuitate este:

$$M_{pl,st,Rd} = \frac{f_y b_{st} t_{st}^2}{4\gamma_{M0}} = 14,32 \text{ kNm}$$

Distanța dintre axele rigidizărilor de continuitate este $d_s = 565 \text{ mm}$

Rezistența la forfecare a panoului de inimă a stâlpului este:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 f_y A_{vc}}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} + \min \left(\frac{4M_{pl,fc,Rd}}{d_s}, \frac{2M_{pl,fc,Rd} + 2M_{pl,st,Rd}}{d_s} \right) = 1624,11 \text{ kN}$$

Panoul de inimă a stâlpului se verifică conform relației (6.8) din P100-1/2013:

$V_{wp,Ed}/V_{wp,Rd} = 4046/1624 = 2,49 \not\leq 1,0 \rightarrow$ NU verifică. Sunt necesare plăci de dublare.

Se dispun două plăci de dublare cu grosimea $t_s = 20 \text{ mm}$ și lățimea de $b_s = d = 390 \text{ mm}$

$b_s = 390 \text{ mm} \leq 40\epsilon t_s = 650,9 \text{ mm} \rightarrow$ verifică

Rezultă forța tăietoare capabilă a panoului de inimă rigidizat:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 f_y (A_{vc} + b_s t_s)}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} + \min \left(\frac{4M_{pl,fc,Rd}}{d_s}, \frac{2M_{pl,fc,Rd} + 2M_{pl,st,Rd}}{d_s} \right) = 4240,13 \text{ kN}$$

Panoul de inimă a stâlpului se verifică conform relației (6.8) din P100-1/2013:

$V_{wp,Ed}/V_{wp,Rd} = 4046/4240 = 0,95 \leq 1,0 \rightarrow$ verifică.

Zveltețea stâlpului

Zveltețea stâlpilor trebuie să verifice următoarea condiție (vezi paragraful 6.6.3(10) și 6.6.3(11) din P100-1/2013):

În planul cadrului:

$$\lambda_y = KL/i_y = 0,7 \cdot 350/21,2 = 11,56 \leq 0,7\pi \sqrt{E/f_y} = 53,49 \rightarrow \text{verifică.}$$

În afara planului cadrului:

$$\lambda_z = KL/i_z = 0,7 \cdot 350/7,27 = 33,7 \leq 1,3\pi \sqrt{E/f_y} = 99,33 \rightarrow \text{verifică.}$$

2.4.8.4 Verificarea stâlpilor de la celelalte niveluri (altele decât parterul)

Verificarea la SLU a stâlpilor de la etajul 1 este detaliată pentru elementul cel mai solicitat, amplasat în cadrul ax A, la intersecția cu axul 4.

Eforturile de calcul pentru stâlpi se determină conform relațiilor (6.6) din P100-1/2013. În acest caz, eforturile respective s-au obținut direct din combinațiile de încărcări S-SLU-NDIS+Iy.

Au rezultat următoarele eforturi maxime:

$$M_{y,Ed,1} = 483,8 \text{ kNm} \quad (\text{din combinația S-SLU-NDIS+Iy})$$

$$M_{z,Ed,1} = 10,2 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Ed,2} = -427,0 \text{ kNm} \quad (\text{din combinația S-SLU-NDIS+Iy})$$

$$M_{z,Ed,2} = 3,3 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 2790,8 \text{ kN} \quad (\text{din combinația S-SLU-NDIS+Iy})$$

$$V_{z,Ed} = 330,9 \text{ kN} \quad (\text{din combinația S-SLU-NDIS+Iy})$$

$$V_{y,Ed} = 4,2 \text{ kN}$$

Momentele de la capătul inferior al stâlpului s-au notat cu indice 1, iar cele de la capătul superior cu indice 2.

Secțiune: HE500B ($i_y = 211,9 \text{ mm}$)

Oțel: S355 ($f_y = 355 \text{ N/mm}^2$)

Clasa secțiunii

Clasa secțiunii este 1 (conform Tabelului 5.3 din SR EN 1993-1-1), deci secțiunea satisface cerința clasei de secțiune (clasa 1) pentru elementele disipative (baza stâlpului) supuse la încovoiere în structuri de clasă de ductilitate DCH.

Verificarea la compresiune cu încovoiere

Stâlpii se verifică la efectul combinat al eforturilor axiale și al momentelor încovoietoare conform relațiilor (6.61) și (6.62) din SR EN 1993-1-1, după cum cere P100-1/2013, paragraful 6.6.3(1):

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Ținând cont de faptul că efectele de ordinul doi și imperfecțiunile globale au fost luate explicit în calcul, s-a considerat o lungime de flambaj egală cu lungimea interax $KL = 3.5 \text{ m}$, atât pentru flambajul prin încovoiere (după

ambele axe), cât și prin încovoiere-răsucire (vezi paragraful 5.2.2(7)B din SR EN 1993-1-1).

Pentru stâlpul în cauză, cea mai defavorabilă relație este (6.61), după cum urmează:

$$0,364 + 0,247 + 0,015 = 0,626 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică}$$

Verificarea la forță tăietoare

$$V_{z,Ed}/V_{z,pl,Rd} = 0,1977 \leq 0,5 \rightarrow \text{verifică}$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,pl,Rd} = 0,0013 \leq 0,5 \rightarrow \text{verifică}$$

Verificarea panoului de inimă al stâlpului

Grinda: HE550A

Stâlp: HE500B

Momentul capabil al grinzii: $M_{pl,Rd,b} = 987 \text{ kNm}$

Poziția articulației plastice s-a estimat conform relației (vezi ANSI/AISC 358-10, pentru îmbinări cu șuruburi cu placă de capăt):

$$L_p = \min(h_b/2, 3b_b) = 0,27 \text{ m}$$

Lungimea grinzii între fețele stâlpilor: $L_b = 6,960 \text{ m}$

Forța tăietoare din încărcările gravitaționale în combinația seismică:

$$V_{Ed,G} = 94,83 \text{ kN}$$

Forța tăietoare în grindă, aferentă formării articulațiilor plastice la capetele grinzii:

$$V_{Ed,M} = \frac{2M_{pl,Rd,b}}{L_b - 2L_p} = 307,48 \text{ kN}$$

Forța tăietoare totală în articulația plastică:

$$V_{Ed}^{cor} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 402,31 \text{ kN}$$

Momentul încovoiitor de la fața stâlpului aferent formării articulației plastice la distanța

$$M_{pl,Rd,b}^{cor} = M_{pl,Rd,b} + L_p \cdot V_{Ed}^{cor} = 1095,62 \text{ kNm}$$

Forța tăietoare din panoul de inimă a stâlpului se determină conform paragrafului 6.6.3(5) din P100-1/2013, relația (6.9).

$$V_{wp,Ed} = \frac{2M_{pl,Rd,b}^{cor}}{h_b - t_{fb}} = 4247 \text{ kN}$$

Rezistența la forfecare a panoului de inimă a stâlpului se determină conform SR EN 1993-1-8, paragraful 6.2.6.1:

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 0,8136$$

$$d/t_{wp} = 438/12,5 = 35,04 \leq 69\varepsilon = 56,14 \rightarrow \text{verifică}$$

Rezistența plastică la încovoiere a unei tălpi de stâlp este:

$$M_{pl,fc,Rd} = \frac{f_y b_c t_{cf}^2}{4\gamma_{M0}} = 18,98 \text{ kNm}$$

Rigidizările de continuitate din panoul de inimă a stâlpului au grosimea $t_{st} = 25 \text{ mm}$ și lățimea totală (de pe ambele părți ale inimii) $b_{st} = 2 \times 142 \text{ mm} = 284 \text{ mm}$

Rezistența plastică la încovoiere a unei rigidizări de continuitate este:

$$M_{pl,st,Rd} = \frac{f_y b_{st} t_{st}^2}{4\gamma_{M0}} = 14,32 \text{ kNm}$$

Distanța dintre axele rigidizărilor de continuitate este $d_s = 516 \text{ mm}$

Rezistența la forfecare a panoului de inimă a stâlpului este:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9f_y A_{vc}}{\gamma_{M0}\sqrt{3}} + \min\left(\frac{4M_{pl,fc,Rd}}{d_s}, \frac{2M_{pl,fc,Rd} + 2M_{pl,st,Rd}}{d_s}\right) = 1635,30 \text{ kN}$$

Panoul de inimă a stâlpului se verifică conform relației (6.8) din P100-1/2013:

$V_{wp,Ed}/V_{wp,Rd} = 4247/1635 = 2,60 \not\leq 1,0 \rightarrow \text{NU verifică. Sunt necesare plăci de dublare.}$

Se dispun două plăci de dublare cu grosimea $t_s = 20 \text{ mm}$ și lățimea de $b_s = d = 390 \text{ mm}$

$$b_s = 390 \text{ mm} \leq 40\varepsilon t_s = 650,9 \text{ mm} \rightarrow \text{verifică}$$

Rezultă forța tăietoare capabilă a panoului de inimă rigidizat:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9f_y(A_{vc} + b_s t_s)}{\gamma_{M0}\sqrt{3}} + \min\left(\frac{4M_{pl,fc,Rd}}{d_s}, \frac{2M_{pl,fc,Rd} + 2M_{pl,st,Rd}}{d_s}\right) = 4251,32 \text{ kN}$$

Panoul de inimă a stâlpului se verifică conform relației (6.8) din P100-1/2013:

$$V_{wp,Ed}/V_{wp,Rd} = 4247/4251 = 0,99 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică.}$$

Zveltețea stâlpului

Zveltețea stâlpilor trebuie să verifice următoarea condiție (vezi paragraful 6.6.3(10) și 6.6.3(11) din P100-1/2013):

În planul cadrului:

$$\lambda_y = KL/i_y = 1,0 \cdot 350/21,2 = 16,51 \leq 0,7\pi \sqrt{E/f_y} = 53,49 \rightarrow \text{verifică.}$$

În afara planului cadrului:

$$\lambda_z = KL/i_z = 1,0 \cdot 350/7,27 = 48,14 \leq 1,3\pi \sqrt{E/f_y} = 99,33 \rightarrow \text{verifică.}$$

2.4.8.5 Îmbinările grindă-stâlp

La grinzile de cadru s-a optat pentru o îmbinare grindă-stâlp nedisipativă, cu placă de capăt și șuruburi de înaltă rezistență. Conform secțiunilor 6.6.4 și 6.5.5 din P100-1/2013, îmbinarea trebuie proiectată pentru a avea o suprazistență de cel puțin $1,1\gamma_{ov}$ ori față de elementul îmbinat (grinda).

2.4.9 Verificarea deplasărilor la SLS

Verificarea deplasărilor la SLS se efectuează conform prevederilor paragrafului 4.5.4(2) și secțiunii E.1 din P100-1/2013. Pentru componentele nestructurale din materiale cu capacitate mare de deformare, valoarea admisă a deplasării relative de nivel este $d_{r,a}^{SLS} = 0,0075h$. Practic, valorile deplasărilor relative de nivel la SLS s-au determinat din combinațiile de încărcări S-SLS-DEP-Ix și S-SLS-DEP-Iy:

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + \nu q A_{Ed} + I_x \quad (\text{S-SLS-DEP-Ix})$$

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + \nu q A_{Ed} + I_y \quad (\text{S-SLS-DEP-Iy})$$

$$\text{unde } \nu = 0,5 \text{ și } q = 6,0 \Rightarrow \nu q = 3,00$$

Deplasările relative de nivel la SLS sunt prezentate în Tabelul 2-24.. Situația cea mai defavorabilă se regăsește la nivelul 5:

$$d_r^{SLS} = 0,0060h \leq d_{r,a}^{SLS} = 0,0075h \rightarrow \text{verifică.}$$

Tabelul 2-24. Deplasările relative de nivel la SLS.

Nivel	d_r^{SLS}/h (X)	d_r^{SLS}/h (Y)
6	0,0056	0,0057
5	0,0060	0,0060
4	0,0060	0,0059
3	0,0054	0,0053
2	0,0049	0,0050
1	0,0045	0,0044

2.4.10 Verificarea deplasărilor la SLU

Verificarea deplasărilor la SLU se efectuează conform prevederilor paragrafului 4.5.4(3) și secțiunii E.2 din P100-1/2013. Valoarea admisă a deplasării relative de nivel este $d_{r,a}^{ULS} = 0,025h$. Practic, valorile deplasărilor relative de nivel la SLU s-au determinat din combinațiile de încărcări:

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + cq A_{Ed} + I_x \quad (\text{S-SLU-DEP-Ix})$$

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i} + cq A_{Ed} + I_y \quad (\text{S-SLU-DEP-Iy})$$

Calculul factorului c pe direcția X a structurii

Suprarezistența sistemului structural: $\Omega_T = 2,40$

Factorul de comportare: $q = 6,0$

$$T_1 = 0,926 \text{ s} \leq T_C = 1,6 \text{ s} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow c = \Omega_T/q + (1 - \Omega_T/q) \cdot T_C/T_1 = 1,437 \leq 3 cq = 8,621$$

Calculul factorului c pe direcția Y a structurii

Suprarezistența sistemului structural: $\Omega_T = 2,40$

Factorul de comportare: $q = 6,0$

$$T_2 = 0,924 \text{ s} \leq T_C = 1,6 \text{ s} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow c = \Omega_T/q + (1 - \Omega_T/q) \cdot T_C/T_2 = 1,440 \leq 3 cq = 8,637$$

Calculul deplasărilor la starea limită ultimă

S-a considerat aceeași valoare a produsului $\alpha cq = 10,061$ pentru ambele direcții orizontale ale structurii.

Valorile deplasărilor relative de nivel la SLU determinate din combinațiile S-SLU-DEP-Ix și S-SLU-DEP-Iy sunt prezentate în Tabelul 2-25. Situația cea mai defavorabilă se regăsește la nivelul 5, pe direcția X:

$$d_r^{ULS} = 0,0171h \leq d_{r,a}^{ULS} = 0,025h \rightarrow \text{verifică.}$$

Tabelul 2-25. Deplasările relative de nivel la SLU.

Nivel	$d_r^{ULS}/h (X)$	$d_r^{ULS}/h (Y)$
6	0,0160	0,0163
5	0,0171	0,0171
4	0,0171	0,0168
3	0,0154	0,0151
2	0,0139	0,0142
1	0,0127	0,0125

2.4.11 Verificare condiție cadre duale

Deoarece structura este una duală, conform prevederilor paragraful 6.10.2(2) din P100-1/2013, cadrele necontravântuite trebuie proiectate pentru a putea prelua cel puțin 25% din acțiunea seismică de calcul. Modul practic prin care a fost satisfăcută această cerință este prin considerarea în mod idealizat a ansamblului format dintr-o grindă și doi stâlpi, cu puncte de inflexiune la jumătate din înălțimea de nivel. Din echilibrul de ansamblu al cadrului și al componentelor sale, considerând că articulațiile plastice ar trebui să se formeze la capetele grinzilor, capacitatea cadrului poate fi determinată simplificat ca:

$$F_y^{MRF} = \frac{2 \cdot M_{pl,b}}{H}$$

unde $M_{pl,b}$ este momentul plastic al grinzii cadrului necontravântuit.

Cunoscând forța seismică de proiectare la fiecare nivel, se poate determina cerința de rezistență pentru grinzile cadrului necontravântuit. Ținând cont că pe fiecare direcție sunt câte două cadre formula devine:

$$M_{pl,b} = \frac{F_y^{MRF}}{2} \cdot \frac{H}{2}$$

Calculul de predimensionare al grinzilor de cadrul este sintetizat în tabelele de mai jos.

▪ Direcția X:

Nivel, i	V_i , kN	$0,25 \cdot V_i$, kN	Nr. grinzi	$M_{Rd,b}$	$W_{nec,b}$	Secțiune	$W_{eff,b}$
6	1 194,11	298,53	2	261,21	1 223	IPE550	2 787
5	2 023,14	505,78	2	442,56	2 072	IPE600	3 512
4	2 676,31	669,08	2	585,44	2 740	HE550A	4 622
3	3 161,84	790,46	2	691,65	3 238	HE550A	4 622
2	3 498,46	874,62	2	765,29	3 582	HE600A	5 350
1	3 691,54	922,88	2	807,52	3 780	HE600A	5 350

▪ Direcția Y:

Nivel, i	V_i , kN	$0,25 \cdot V_i$, kN	Nr. grinzi	$M_{Rd,b}$	$W_{nec,b}$	Secțiune	$W_{eff,b}$
6	1 196,87	299,22	2	261,82	1 226	IPE500	2 194
5	2 023,17	505,79	2	442,57	2 072	IPE600	3 512
4	2 674,73	668,68	2	585,10	2 739	HE500A	3 949
3	3 158,34	789,58	2	690,89	3 234	HE550A	4 622
2	3 494,22	873,55	2	764,36	3 578	HE550A	4 622
1	3 686,48	921,62	2	806,42	3 775	HE600A	5 350

3 Proiectarea contravântuirilor cu flambaj împiedicat

3.1 Generalități

Bază normativă pentru proiectarea BRB-urilor o constituie prevederile din codul P100-1/2013, alături de prevederile din standardul SR EN 15129 care vizează controlul calității producției. Protocolul de încărcare pentru încercările experimentale a fost cel prevăzut în codul american ANSI/AISC 341-16.

Alcătuirea conceptuală a unui BRB convențional este următoarea: un miez de oțel de secțiune variabilă care disipează energia seismică, un strat dintr-un material ce previne aderența betonului la miezul de oțel și o țeavă din oțel umplută cu beton ce împiedică flambajul global al BRB-ului. Pentru a permite miezului să se deformeze la compresiune, se prevăd spații de deformare axială, dispuse în continuarea acestuia și a rigidizărilor. Figura 3-1 prezintă componentele unui BRB convențional.

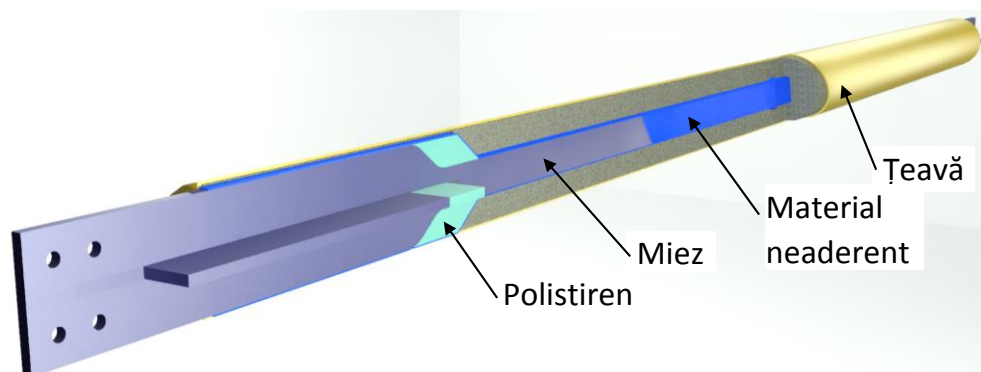


Figura 3-1. Alcătuirea conceptuală a unui BRB "convențional".

3.2 Limitele de aplicare

Aceste recomandări au fost elaborate pe baza rezultatelor obținute în urma încercărilor experimentale efectuate în cadrul proiectului IMSER. Limitările de mai jos au rezultat din dimensiunile și materialele folosite la fabricarea specimenelor BRB pre-calificate. Folosirea altor materiale, geometrii, procese tehnologice sau proceduri de calcul necesită un program de calificare experimentală conform cerințelor P100-1/2013 și SR EN 15129.

În vederea obținerii unor performanțe ciclice asemănătoare specimenelor pre-calificate, la realizarea unor noi contravântuiri BRB se vor respecta următoarele limitări (vezi Tabelul 3-1).

Tabelul 3-1. Limite de aplicare a precalificării BRB-urilor.

Limite de aplicare	Observații
Forța capabilă a BRB-ului ($N_p = A_p \cdot f_{y,m}$) $150 \text{ kN} \leq N_p \leq 840 \text{ kN}$	BRB-urile precalificate experimental au avut rezistența nominală de 300 și 700 kN. Interval de aplicare a calificării experimentale (AISC 341-16): $0,5 \cdot 300 \text{ kN} = 150 \text{ kN} \leq N_p \leq 1,2 \cdot 700 \text{ kN} = 840 \text{ kN}$.
Marcă oțel miez BRB S235, S275, S355	Oțelul utilizat la fabricarea miezului BRB-ului trebuie să satisfacă cerințele de ductilitate din paragraful 6.2.(1)-(2) și cele referitoare la energia de rupere din Tabelul 6.2 din P100-1/2013.
Raportul h_p/t_p al miezului BRB $4,0 \leq h_p/t_p \leq 5,0$.	Rapoarte h_p/t_p încercate experimental: BRB 300 kN: $60/14 = 4,3$; BRB 700 kN: $99/20 = 5$.
Deformația specifică maximă a miezului BRB $\varepsilon_{b,max} \leq \pm 4\%$.	Se limitează valoarea deformației axiale a miezului BRB-ului, ε_b, la valoarea validată experimental ($\varepsilon_{b,max} = 4\%$), care corespunde dublului deplasării relative de nivel de proiectare la SLU ($2 \cdot d_r^{SLU}$). Valoarea ε_b este raportată la lungimea plastică a BRB-ului, L_p.
Clasă mortar/beton: minim C 35/45	Clasa minimă a mortarului/betonului se bazează pe materialul folosit la încercările de precalificare.

3.3 Procedura de calcul

3.3.1 Date inițiale

În cadrul acestei etape se definesc o serie de parametrii ce descriu cadrul contravântuit cu BRB-uri (vezi Figura 3-2), cum ar fi:

- deschiderea, L , și înălțimea, H , ale cadrului;
- dimensiunile grinzilor și stâlpilor;
- dispunerea BRB-urilor;
- unghiul de inserare al BRB-ului, α ;
- rezistența necesară a BRB-ului, $N_{p,nec}$;
- deplasarea relativă de nivel de proiectare, d_r^{SLU} .

Odată definitivată geometria cadrului (grinzi, stâlpi, gusee), se poate determina geometria BRB-ului (vezi Figura 3-3).

În continuare se prezintă proiectarea detaliată a unui BRB-ului convențional.

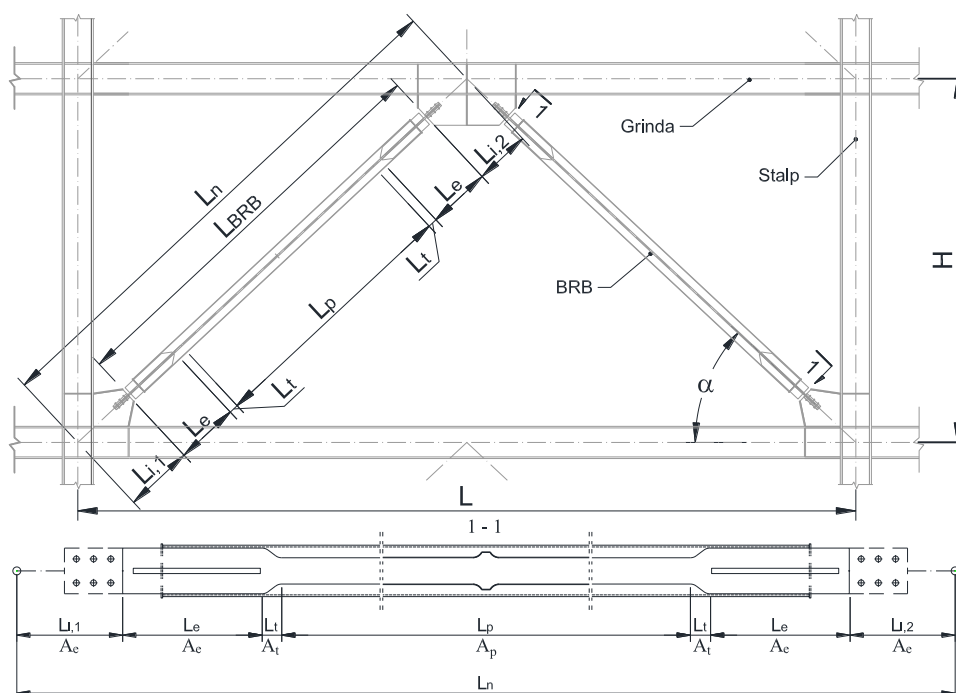


Figura 3-2. Geometria cadrului BRBF.

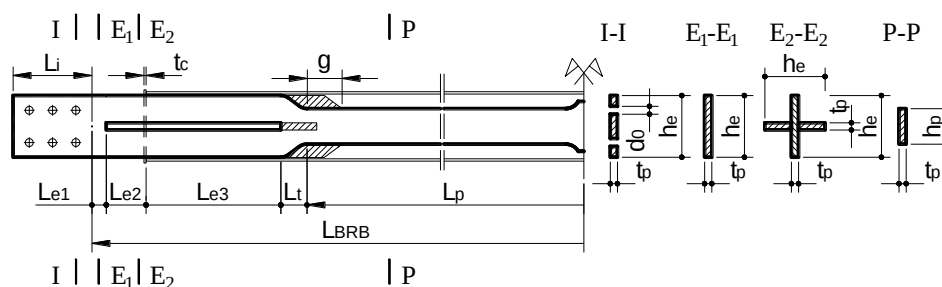


Figura 3-3. Geometria BRB-ului.

3.3.2 Spațiul de deformare axială

Cursa BRB-ului

P100-1/2013 prevede ca BRB-ul să fie capabil să dezvolte deformări corespunzătoare dublului deplasării relative de nivel de proiectare la starea limită ultimă ($2 \cdot d_r^{SLU}$). Deformația de calcul a miezului BRB-ului (cursa), δ_{Ed} , poate fi aproximată (vezi Figura 3-4) astfel:

$$\delta_{Ed} = 2 \cdot d_r^{SLU} \cdot \cos \alpha$$

Spațiul de deformare axială

Pentru a asigura cursa BRB-ului (δ_{Ed}) este necesară prevederea unor spații de lungime g (vezi Figura 3-3), dispuse paralel cu miezul, în continuarea zonei de tranziție și în continuarea rigidizărilor, pentru a facilita deformarea liberă a miezului la compresiune. Datorită nesimetriei modului de lucru al BRB-ului, lungimea spațiului se consideră a fi 70% din cursă:

$$g = 0,7 \cdot \delta_{Ed}$$

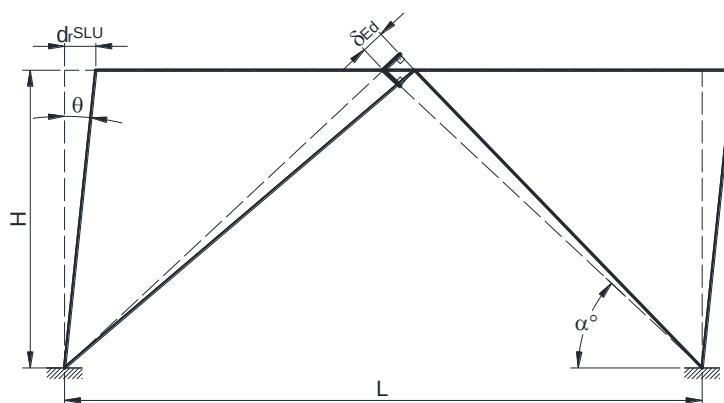


Figura 3-4. Cursa necesară a BRB-ului, δ_{Ed} .

3.3.3 Zona plastică

Aria secțiunii transversale

Aria secțiunii transversale a zonei plastice se determină pe baza rezistenței necesare a BRB-ului:

$$A_p \geq N_{p,nec}/f_{y,m}$$

unde:

$N_{p,nec} = N_{pl,Rd} \cdot \gamma_{M0}$ – rezistența necesară a BRB-ului, furnizată de proiectantul structurii;

A_p – aria nominală a secțiunii transversale a miezului din zona plastică;

$f_{y,m}$ – limita de curgere determinată experimental, ca medie a trei încercări pe epruvete de tracțiune extrase din tabla folosită la fabricarea miezului, prelevate pe aceeași direcție cu cea a miezului.

$\gamma_{M0} = 1,1$ – coeficientul parțial de siguranță pentru oțel.

Conform SR EN 15129, fabricantul trebuie să verifice conformitatea oțelului folosit la fabricarea miezului BRB-ului prin încercări de tracțiune. Ca urmare, aria secțiunii transversale a miezului se obține pe baza limitei de curgere experimentale a oțelului ($f_{y,m}$). Această opțiune va conduce la soluția cea mai economică, atât la nivel de BRB, cât mai ales la nivel de structură. În principiu, se poate adopta și valoarea nominală a limitei

de curgere a oțelului (f_y), această opțiune conducând însă la o soluție mai neeconomică la nivel de BRB și, mai ales, la nivel de structură.

Raportul h_p/t_p

Raportul dintre înălțimea, h_p , și grosimea, t_p , al secțiunii transversale trebuie să se încadreze între limitele utilizate la specișenele precalificate:

$$4,0 \leq h_p/t_p \leq 5,0$$

Zveltețea relativă a miezului pe porțiunea neîmpiedicată

Pentru a preîntâmpina flambajul excesiv după axa maximă de inerție a secțiunii transversale a miezului în zona neîmpiedicată la flambaj (Figura 3-5), se limitează zveltețea relativă, $\bar{\lambda}_p$, a acestei zone, prevenind astfel o posibilă împănare a miezului în spațiul de deformare axială. Lungimea maximă a acestui spațiu apare în urma deformației maxime la întindere, fiind estimată ca și:

$$L_{g,cr} = 2g$$

Valoarea zvelteții relative a acestei porțiuni a miezului după axa maximă de inerție se limitează conform SR EN 1993-1-1 la valoarea 0,2:

$$\bar{\lambda}_p \leq 0,2$$

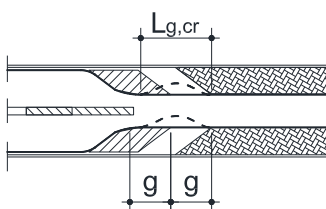


Figura 3-5. Determinarea lungimii de flambaj a miezului pe porțiunea neîmpiedicată.

Rezistența nominală și capacitățile corectate

În urma încercărilor experimentale de precalificare din cadrul proiectului IMSER, s-au obținut următoarele valori (maxime) ale factorilor ω și $\omega\beta$:

$$\omega = 1,45$$

$$\omega\beta = 1,7$$

În vederea proiectării zonelor elastice și a îmbinării, este necesară determinarea rezistenței nominale, N_p , și a capacităților corectate la întindere, T_{max} , respectiv la compresiune, C_{max} . Capacitățile corectate țin seama de consolidările diferențiate la întindere, respectiv la compresiune prin intermediul factorilor ω și $\omega\beta$:

$$N_p = A_p \cdot f_{y,m}$$

$$T_{max} = \omega \cdot N_p$$

$$C_{max} = \omega \beta \cdot N_p$$

Geometria opritorului

Opritorul reprezintă o lărgire locală a secțiunii zonei plastice, având rolul de a împiedica lunecarea tecii față de miez și de a preveni deformarea nesimetrică a miezului. Opritorul este poziționat la mijlocul zonei plastice, iar dimensiunile acestuia se determină cu relațiile:

- lățimea: $b_o = 0,5 \cdot h_p$
- înălțimea: $h_o = 0,1 \cdot h_p$
- raza de racord: $R_o = 0,2 \cdot h_p$

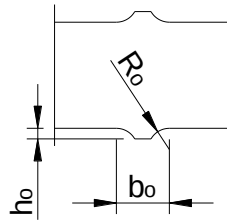


Figura 3-6. Geometria opritorului.

3.3.4 Zona elastică

Geometria

Zona elastică este alcătuită din trei segmente distincte ($L_e = L_{e1} + L_{e2} + L_{e3}$, vezi Figura 3-3): zona elastică de secțiune dreptunghiulară situată între guseu și rigidizările miezului de lungime, L_{e1} , zona elastică de secțiune cruciformă situată în exteriorul tecii, L_{e2} , și zona elastică de secțiune cruciformă situată în interiorul tecii, notată L_{e3} . Lipsa rigidizărilor pe porțiunea L_{e1} permite limitarea momentelor încovoietoare care apar în îmbinare și zona elastică în urma deformațiilor laterale ale cadrului.

$$L_{e1} = 2 \cdot t_p$$

$$L_{e2} = 0,7 \cdot \delta_{Ed} + 20 \text{ mm}$$

$$L_{e3} = 2 \cdot h_e + 0,7 \cdot \delta_{Ed}$$

Rezistența de calcul

Aria secțiunii zonei elastice (A_{e1}) se determină din condiția de verificare de rezistență în zona de arie minimă (E1-E1, vezi Figura 3-3). Secțiunea se verifică la forța maximă de compresiune dezvoltată de BRB:

$$C_{max}/N_{c,e1,Rd} \leq 1,0$$

unde: $N_{c,e1,Rd} = A_{e1} \cdot f_{y,m} / \gamma_{M0}$ este rezistența de calcul a zonei elastice.

Cunoscând grosimea secțiunii transversale a miezului, t_p , rezultă înălțimea zonei elastice, h_e .

Verificarea clasei secțiunii

Această verificare se face în secțiunea E2-E2, limitând raportul $c/t \leq 14 \cdot \varepsilon$ (secțiune de clasă 3), conform SR EN 1993-1-1: 2006, Tabelul 5.2 (tălpi în consolă).

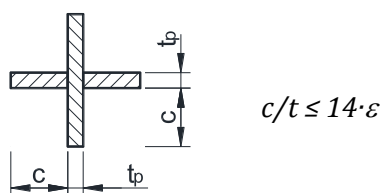


Figura 3-7. Stabilirea clasei de secțiune a zonei elastice, L_{e2} .

Zveltețea relativă a zonei elastice

Pentru a preîntâmpina flambajul zonei elastice (Figura 3-3), se limitează zveltețea relativă, $\bar{\lambda}_e$, a acestei zone. Lungimea maximă a acestui spațiu apare în urma deformației maxime la întindere, fiind estimată ca și:

$$L_{e,cr} = 1,2 \cdot (L_{e1} + L_{e2} + 0,7 \cdot \delta_{Ed})$$

Datorită faptului că zona elastică are secțiune variabilă, se va considera simplificat lungimea critică de flambaj, iar proprietățile maxime (momentul de inerție și raza de girație) ale secțiunii transversale ale miezului din zona L_{e1} . Valoarea zvelteții relative se limitează conform SR EN 1993-1-1 la valoarea 0,2.

Valoarea zvelteții relative a acestei porțiuni a miezului după axa maximă de inerție se limitează conform SR EN 1993-1-1 la valoarea 0,2:

$$\bar{\lambda}_e \leq 0,2$$

3.3.5 Zona de tranziție

Trecerea de la zona plastică la zona elastică se realizează prin intermediul zonei de tranziție (vezi Figura 3-8), $L_t = h_e - h_p$, această tranziție realizându-se gradual prin intermediul racordului de rază $R_t = (h_e - h_p)/2$. Acest racord previne apariția concentrărilor de tensiuni ce pot duce la cedarea prematură a elementului.

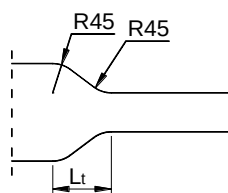


Figura 3-8. Detaliul zonei de tranziție

3.3.6 Îmbinarea

Prinderea BRB-ului în structură se poate realiza prin intermediul unor îmbinări sudate, cu bolț sau cu șuruburi. În cele ce urmează se prezintă soluția adoptată în cadrul încercărilor experimentale de precalificare din cadrul proiectului IMSER. Utilizarea altor configurații este posibilă, dar necesită o analiză atentă și o evidență experimentală a unui răspuns favorabil. Problema principală o constituie faptul că în cazul unei prinderi rigide între BRB și guseu, capătul BRB-ului este solicitat nu doar la efort axial, ci și la încovoiere, datorită efectului de cadru (închiderea/deschiderea unghiului dintre stâlp și grindă), care poate duce la o performanță nesatisfăcătoare a BRB-ului.

Detaliul de îmbinare utilizat în cadrul încercărilor de precalificare este prezentat în Figura 3-9. Guseul este sudat de stâlp și de grindă, având rigidizări pe laturile libere pentru a preveni voalarea și, implicit, un mod de cedare fragil. Acest detaliu oferă și avantajul unei îmbinării compacte. Pentru a limita valoarea momentului indus în BRB de efectul de cadru, s-a optat pentru oprirea rigidizărilor la o distanță de $2 \cdot t_p$ față de guseu, valoarea momentului indus BRB-ului fiind egală cu valoarea momentului plastic al secțiunii din zona L_{e1} (după axa minimă de inerție). Pentru completarea spațiilor libere dintre miez și plăcuțele de prindere sudate pe guseu (în zona decupată) se pot utiliza fururi.

O soluție alternativă pentru limitarea momentelor încovoietoare este îmbinarea cu bolț, dar care necesită toleranțe de execuție foarte mici.

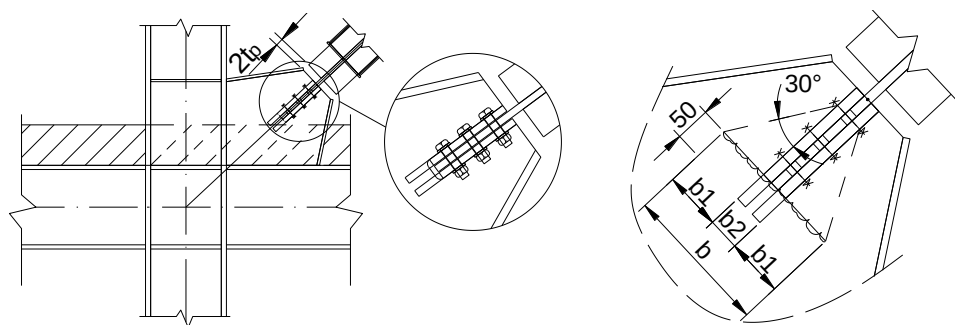


Figura 3-9. Detaliul de îmbinare BRB-guseu-structură.

Se poate adopta o grosime a tablei guseului $t_g = t_p$. Îmbinarea cu șuruburi dintre BRB și guseu va fi solicitată (în mod simplificat) axial la eforturile (P100-1/2013):

$$N_{c,i,Ed} = 1,1 \cdot C_{max}$$

$$N_{t,i,Ed} = 1,1 \cdot T_{max}$$

Îmbinarea se încadrează în categoria A conform SR EN 1993-1-8, Tabelul 3.2, iar verificarea acesteia cuprinde următoarele:

1. Verificarea la întindere și la compresiune a secțiunii de arie netă a miezului (secțiunea I-I, vezi Figura 3-3):

$$N_{t,i,Ed} \leq N_{t,i,Rd}$$

$$N_{c,i,Ed} \leq N_{c,i,Rd}$$

2. Verificarea rezistenței la forfecare a șuruburilor:

$$N_{c,i,Ed} \leq F_{v,Rd}$$

3. Verificarea rezistenței la presiune pe gaură a șuruburilor:

$$N_{c,i,Ed} \leq F_{b,Rd}$$

4. Verificarea rezistenței la rupere în bloc a celor două table sudate pe guseu:

$$N_{t,i,Ed} \leq F_{eff,1,Rd}$$

5. Verificarea rezistenței la întindere și compresiune a guseului în secțiunea de la extremitatea tablelor sudate:

$$N_{t,i,Ed} \leq N_{t,g,Rd}$$

$$N_{c,i,Ed} \leq N_{c,g,Rd}$$

unde:

$N_{t,g,Rd} = \min(N_{pl,g,Rd}; N_{u,g,Rd})$ – rezistența de calcul la întindere conform SR EN 1993-1-1.

$N_{c,g,Rd} = A_{g,net} \cdot f_y / \gamma_{M0}$ – rezistența de calcul la compresiune conform SR EN 1993-1-1.

Aria brută, $A_g = t_g \cdot b$, și netă, $A_{g,net} = t_g \cdot b_{eff} = t_g \cdot 2 \cdot b_1$, considerate în calculul de dimensionare a guseului se determină ca în Figura 3-9. Din considerente de evitare a concentrărilor de tensiuni, tablele sudate de guseu se vor prelungi cu 50 mm.

S-a adoptat o sudură cu pătrundere completă între guseu și cele două table de îmbinare, nefiind necesară o verificare explicită. La fel și pentru sudurile dintre guseu și stâlp/grindă.

3.3.7 Deformația axială

Deformația axială capabilă

În urma încercărilor experimentale a rezultat faptul că deformația specifică convențională în miezul BRB-urilor precalificate a atins valoarea de $\varepsilon_{b,max} = \pm 4\%$. Cunoscându-se lungimea plastică a miezului, L_p , se poate determina deformația axială capabilă, δ_{Rd} , cu formula:

$$\delta_{Rd} = \varepsilon_{b,max} \cdot L_p$$

Lungimea zonei plastice rezultă din geometria miezului și a îmbinărilor:

$$L_p = L_n - L_{i,1} - L_{i,2} - 2L_e - 2L_t$$

De menționat faptul că lungimea zonei plastice L_p poate fi modificată (adoptând o zonă elastică mai lungă) pentru a ajusta caracteristicile de rigiditate și deformație ale BRB-ului. Astfel o lungime mai mică a L_p va conduce la o rigiditate mai mare, dar la o deformație axială capabilă mai mică.

Verificare

Cursa necesară a BRB-ului (δ_{Ed}) nu trebuie să depășească cursa capabilă (δ_{Rd}):

$$\delta_{Ed} \leq \delta_{Rd}$$

3.3.8 Dimensionarea mecanismului de împiedicare a flambajului (BRM)

Proiectarea mecanismului de împiedicare a flambajului

Proiectarea BRM-ului se face impunând ca forța critică de flambaj, N_{cr} , a tecii de oțel să fie de trei ori mai mare decât rezistența plastică a miezului, N_p :

$$N_{cr}/N_p \geq 3,0$$

unde:

$N_{cr} = \pi^2 \cdot E \cdot I / L_f^2$ – forța critică de flambaj a tecii de oțel, neglijându-se aportul betonului;

$E = 210000$ MPa – modulul de elasticitate al oțelului;

I – momentul de inerție al secțiunii transversale a tecii;

L_f – lungimea de flambaj a BRM-ului. Pentru soluția constructivă descrisă în aceste recomandări s-a adoptat $L_f = L_{BRB}$.

Lungimea BRM-ului se calculează cu formula:

$$L_{BRM} = L_p + 2 \cdot L_t + 2 \cdot L_{e,3}$$

Verificarea diametrului interior al țevii

Diametrul interior al țevii, D_i , trebuie să fie mai mare decât înălțimea zonei elastice, la care se adaugă câte două grosimi de material neaderent, $t_{bandă}$, sus și jos:

$$D_i \geq h_e + 4 \cdot t_{bandă}$$

Verificarea acestei condiții evită contactul între zona elastică și teacă, iar pe de altă parte, permite introducerea facilă a miezului în țeavă.

3.3.9 Rigiditatea efectivă

Rigiditatea efectivă a BRB-ului, K_{ef} , se determină ca inversa sumei flexibilității segmentelor componente (rigiditatea echivalentă a unor resoarte dispuse în serie), vezi Figura 3-2:

$$K_{ef} = \frac{1}{\sum \frac{1}{K_i} + \sum \frac{1}{K_e} + \sum \frac{1}{K_t} + \frac{1}{K_p}}$$

unde:

$K_i = E \cdot A_i / L_i$ – rigiditatea unei îmbinări. Pentru simplitate, aria efectivă a îmbinării se poate aproxima prin egalare cu aria zonei elastice ($A_i = A_e$).

În general, lungimile celor două îmbinări sunt diferite ($L_{i,1} \neq L_{i,2}$).

$K_e = E \cdot A_e / L_e$ – rigiditatea unei zone elastice de lungime $L_e = L_{e1} + L_{e2} + L_{e3}$.

Aria $A_e = t_p(2 \cdot h_e - t_p)$, calculată în secțiunea E2 - E2 (vezi Figura 3-3).

$K_t = E \cdot A_t / L_t$ – rigiditatea unei zone de tranziție, în care $A_t = t_p(h_e + h_p)/2$.

$K_p = E \cdot A_p / L_p$ – rigiditatea zonei plastice.

La baza acestui calcul stau o serie de ipoteze simplificatoare și anume: neglijarea sporului de rigiditate adus de opritor, considerarea zonei elastice ca având secțiunea constantă, aproximarea ariei zonei de îmbinare cu aria zonei elastice.

3.4 Tehnologia realizării BRB-urilor

Datorită faptului ca BRB-urile sunt clasificate ca dispozitive antiseismice conform EN 15129, tehnologia de fabricare a acestora este mai complexă și mai strictă decât tehnologia realizării unor contravânturi convenționale. Acest lucru implică un control mai riguros al calității, în special la realizarea miezului disipativ.

Principalele etape și specificațiile corespunzătoare sunt prezentate mai jos:

Debitarea și prelucrarea pieselor din oțel (Figura 3-10)

Debitarea miezului la cote finite se va face prin procedee mecanice (frezare) care să asigure o suprafață netedă și care să nu fie afectată termic. Pentru a reduce timpul de frezare, se poate utiliza tăierea cu laser sau jet de apă pentru o debitare grosieră (exces perimetral de 2...3 mm, în funcție de grosimea stratului influențat termic), urmată de prelucrarea la cotă finită pe freză, eliminându-se astfel zona afectată termic. Acest aspect este critic pentru asigurarea unei bune comportări ciclice a BRB-ului. Se impune un control riguros al zonelor de racord, unde pot să apară reduceri locale ale ariei miezului. Se va avea în vedere asigurarea planeității miezului. Miezul trebuie să fie continuu, interzicându-se înădăirea acestuia. În Figura 3-16 se prezintă poze reprezentative pentru această etapă.

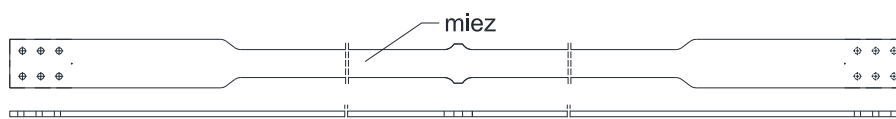


Figura 3-10. Miezul unui BRB.

Asamblarea miezului (Figura 3-11)

În cadrul acestei etape se sudează rigidizările, care se prind de miez folosind suduri cu pătrundere completă sau parțială. Este important ca sudură să nu fie supraînălțată cu mai mult de 1 mm (vezi Figura 3-12), pentru a evita strivirea betonului în urma deformațiilor de compresiune ale miezului. Se recomandă poziționarea în plan orizontal a rigidizărilor când se sudează. La sfârșitul acestei etape, miezul se va curăța de stropii de sudură și se va sabla. În Figura 3.17 se se prezintă poze reprezentative pentru această etapă.

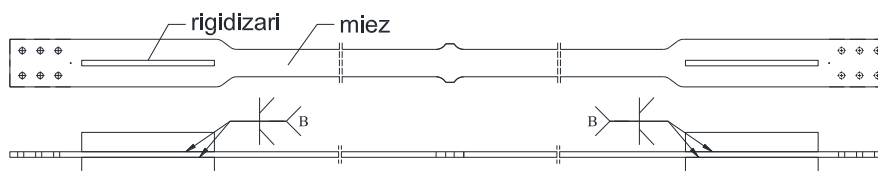


Figura 3-11. Asamblarea miezului.

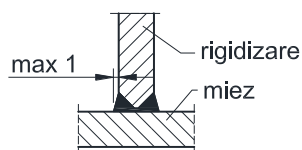


Figura 3-12. Detaliu de sudură între rigidizări și miez.

Aplicarea materialului compresibil și a stratului neaderent (Figura 3-13)

Pentru spațiul de deformare axială se va utiliza un material compresibil, însă suficient de rigid să reziste presiunii betonului la turnarea acestuia. Se recomandă

utilizarea polistirenului extrudat, care se poate fixa de miez cu ajutorul siliconului universal. După uscarea siliconului, se va aplica materialul neaderent. Acesta din urmă trebuie să aibă o grosime suficient de mare pentru a asigura spațiul necesar dilatării secțiunii transversale (ca efect a deformațiilor axiale de compresiune). Pe de altă parte, grosimea stratului neaderent trebuie să fie suficient de mică pentru a preîntâmpina dezvoltarea unor forțe de frecare excesive care apar între miez și mortar/beton în urma modurilor superioare de flambaj ce se dezvoltă la compresiune. Pe baza încercărilor experimentale de calificare din cadrul proiectului IMSER, se recomandă utilizarea unui material neaderent cu grosimea de 2 mm. La fabricarea specimenelor precalificate s-a folosit bandă acrilică adezivă cu suport de ionomer și grosimea de 2 mm.

Materialul neaderent se dispune pe distanța cuprinsă între capetele tecii, asigurând o acoperire totală a suprafeței miezului în contact cu betonul (Figura 3-18).

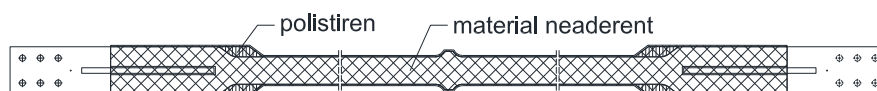


Figura 3-13. Aplicarea materialului compresibil și a stratului neaderent.

Asamblarea BRB-ului și centrarea miezului (Figura 3-14)

În cadrul acestei etape se introduce miezul în teaca din oțel, se sudează capacul de la partea inferioară a tecii, se centrează miezul la capete cu ajutorul unor suporturi temporari, iar la mijloc se centrează cu ajutorul a două tije înfiletate în teacă (se introduc din exterior și se sudează după centrare).

Asigurarea rectilinității miezului este foarte importantă. De aceea, miezul debitat va fi manipulat astfel încât să se preîntâmpine deformarea acestuia din greutatea proprie. Înainte de turnarea mortarului/betonului, BRB-ul se va suspenda vertical de un capăt al miezului, ceea ce va asigura o pretensionare minimală a acestuia. Se recomandă pretensionarea suplimentară a miezului prin aplicarea unei forțe de întindere. Se va împiedica glisarea tecii față de miez prin fixări temporare la partea inferioară a țevii.

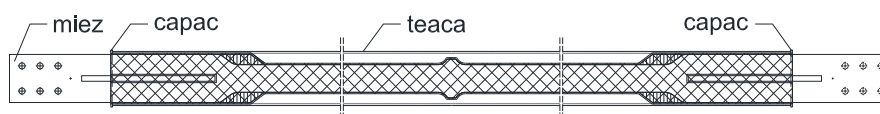


Figura 3-14. Asamblarea BRB-ului.

Turnarea mortarului/betonului (Figura 3-15)

Pentru a permite turnarea și compactarea betonului în spațiul îngust al tecii BRB-ului, este necesar utilizarea unui beton autocompactant cu granulație fină. În cazul unei producții în serie, această opțiune oferă soluția cea mai avantajoasă economic. Alternativ, se pot utiliza mortare fluide de ciment pregătite pentru

amestecare (comercializate pe piața de construcții), cu adaos de agregate cu granulație între 4-8 mm. Fiind pregătite pentru amestec cu apa, au avantajul că sunt ușor de preparat, atunci când sunt folosite în cantități relativ mici.

La fabricarea BRB-urilor precalificate în cadrul proiectului IMSER s-a utilizat un mortar pentru fluid turnări, expandabil, cu contracții reduse, monocomponent, pe baza de ciment, pregătit pentru amestecare, cu rezistența la compresie pe prisme de min. 35 N/mm² la 7 zile.

La prepararea mortarului/betonului se va avea în vedere ca diametrul maxim al agregatelor utilizate să se limiteze la valoarea $d/6$ (d = diametrul cercului înscris în spațiul generat de laturile miezului/rigidizării din zona elastică, și teaca din oțel).

Turnarea betonului se realizează poziționând BRB-ul vertical. Pentru a evita segregarea betonului, se vor utiliza o pâlnie și tuburi care să ajungă până la partea inferioară a tecii. Vibrarea mecanică betonului se realizează concomitent cu turnarea.

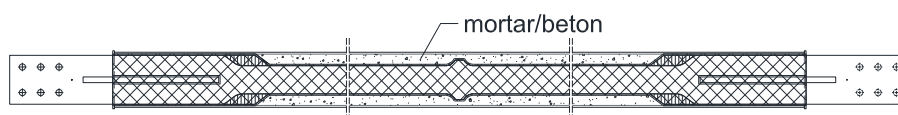


Figura 3-15. Turnarea mortarului/betonului.

Alte procese

În categoria altor procese intră operații precum: curățarea de stropii de beton a BRB-ului, îndepărtarea elementelor temporare de suport, vopsirea suprafețelor exterioare ale BRB-ului, marcarea datelor de identificare a BRB-ului.



Figura 3-16. Debitarea și prelucrarea pieselor din oțel.

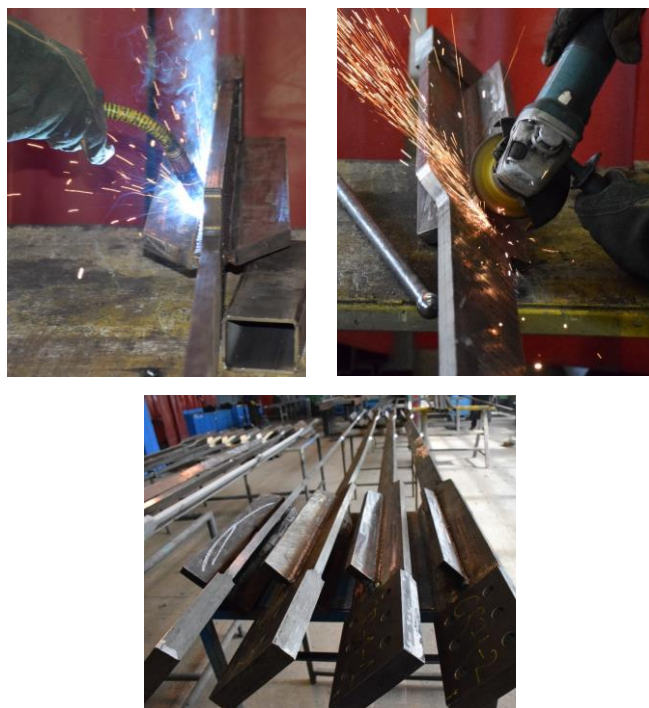


Figura 3-17. Asamblarea miezului.



Figura 3-18. Aplicarea materialului compresibil și a stratului neaderent.



Figura 3-19. Asamblarea BRB-ului.

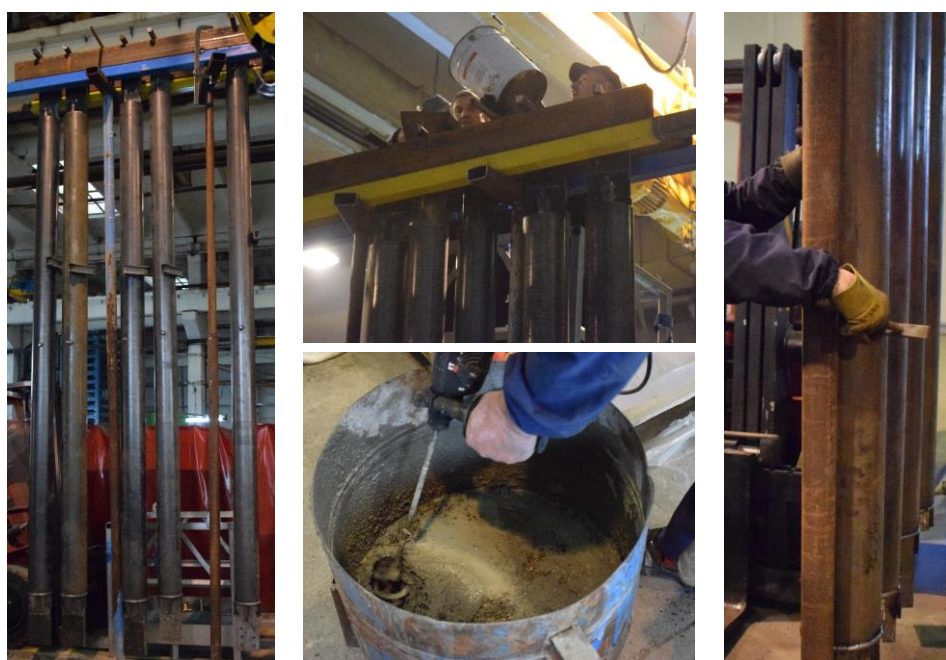


Figura 3-20. Turnarea betonului.

3.5 Procedura de calificare experimentală

Calificarea experimentală a BRB-urilor în România are ca bază normativă codul antiseismic P100-1/2013, și standardul SR EN 15129. Pentru evaluarea performanței ciclice se pot utiliza prevederile din P100-1/2013 și codul american ANSI/AISC 341-16.

Pentru a fi capabile să dezvolte deformațiile produse sub acțiunea seismică de calcul, BRB-urile trebuie proiectate, executate și încercate experimental la un nivel al deformațiilor ce corespunde dublului deplasării relative de nivel de calcul la starea limită ultimă, SLU, dar nu mai puțin de 2% din înălțimea de etaj (P100-1/2013). Această prevedere are la bază gradul mare de incertitudine al acțiunii seismice. BRB-ul trebuie să se comporte stabil, cvasi-simetric și să posedă o capacitate ridicată de disipare a energiei.

Conformitatea contravântuirilor se bazează pe proiectarea, fabricarea și încercarea experimentală conform prevederilor din SR EN 15129. Ținând cont de faptul că protocolul de încercare experimentală din ANSI/AISC 341-16 este compatibil cu cerințele din P100-1/2013, fiind în același timp mai acoperitor decât cel din SR EN 15129 (care nu are un caracter obligatoriu), se recomandă calificarea experimentală a BRB-urilor în baza protocolului din ANSI/AISC 341-16.

Schema de încercare a BRB-ului trebuie să reproducă acțiunea combinată a efortului axial și momentului încovoietor rezultat din efectul de cadru. Un montaj posibil este cel recomandat de P100-1/2013 (Figura 3-21).

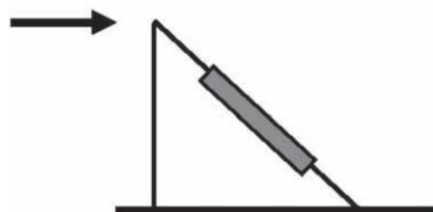


Figura 3-21. Schema subansamblului pentru încercarea experimentală (P100-1/2013).

Protocolul de încercare ANSI/AISC 341-16 prevede efectuarea încercării în control de deformare a BRB-ului Δ_b , urmând următoarele cicluri de deformare (vezi Figura 3-22):

- 2 cicluri de deformare la $\Delta_b = \Delta_{by}$
- 2 cicluri de deformare la $\Delta_b = 0,5\Delta_{bm}$
- 2 cicluri de deformare la $\Delta_b = 1,0\Delta_{bm}$
- 2 cicluri de deformare la $\Delta_b = 1,5\Delta_{bm}$

- 2 cicluri de deformare la $\Delta_b = 2,0\Delta_{bm}$
- cicluri suplimentare de deformare (dacă e cazul) la $\Delta_b = 1,5\Delta_{bm}$, până la atingerea unei deformății inelastice cumulative (CID) de cel puțin $200 \Delta_{by}$.

unde

Δ_{by} – valoarea deformăției specimenului la curgere;

Δ_{bm} – valoarea deformăției specimenului corespunzătoare deplasării relative de nivel la SLU, dar nu mai puțin de 0,01 din înălțimea etajului.

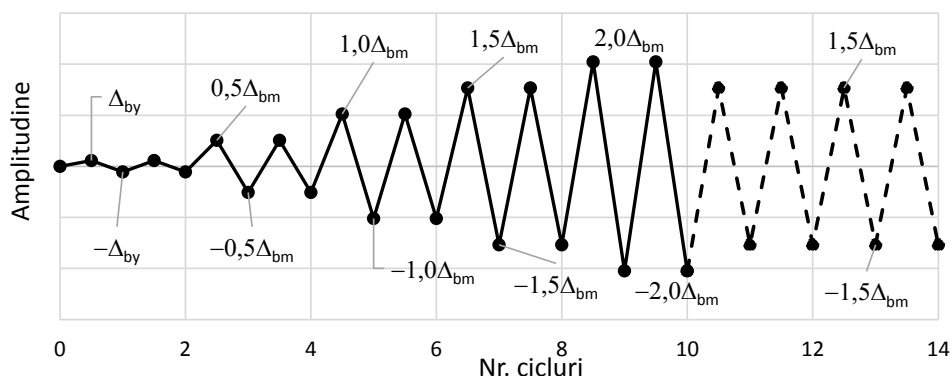


Figura 3-22. Protocolul de încărcare ANSI/AISC 341-16.

BRB-urile pot fi considerate calificate experimental dacă până la încheiere protocolului de încercare:

- speciemenele demonstrează o comportare ciclică stabilă;
- nu are loc ruperea miezului, flambajul global al BRB-ului, sau cedarea îmbinărilor;
- pentru toate ciclurile la deformății mai mari de Δ_{by} forțele maxime de întindere și cele de compresiune trebuie să fie mai mari decât rezistența la curgere a BRB-ului, N_p ;
- pentru toate ciclurile la deformății mai mari de Δ_{by} raportul dintre forța maximă de compresiune și cea de întindere trebuie să fie mai mici decât 1,3.

Conform SR EN 15129, încercările constau în încercări tip inițiale (încercări de validare) și încercări de control al producției în fabrică. Pentru încercări tip inițiale sunt acceptate atât rezultatele obținute în cadrul încercărilor pentru proiectul respectiv cât și rezultate prezentate în literatura de specialitate sau încercări pentru alte proiecte similare. Încercările de control al producției în fabrică trebuie efectuate pe 2% din speciemenele livrate în cadrul unui proiect, dar minim pe un specimen.

3.6 Exemplu de calcul

3.6.1 Date inițiale

Principalele caracteristici ale structurii și ale elementului BRB pentru care s-a realizat acest exemplu de calcul sunt prezentate mai jos și au fost furnizate de proiectantul structurii.

Caracteristicile geometrice ale structurii:

Deschiderea: $L = 7,50 \text{ m}$

Înălțimea: $H = 3,50 \text{ m}$

Distanța interax BRB: $L_n = (H^2 + L^2)^{0,5} = 5,13 \text{ m}$

Unghiul de inserare al BRB:

$$\alpha = \arctg[H/(L/2)] = \arctg[3500/(7500/2)] = 0,751 \text{ rad} = 43,0 \text{ deg}$$

Grinda: $HE320A$

Stâlpul: $HE300B$

Coefficienți parțiali de siguranță:

$$\gamma_{M0} = 1,10; \gamma_{M1} = 1,10; \gamma_{M2} = 1,25 \text{ (conform P100-1/2013, 6.1.3.(1))}$$

Cerința de proiectare a BRB-ului la SLU:

$$\text{Deplasarea relativă de nivel de calcul: } d_r^{SLU} = 0,02H$$

$$\text{Rezistența de calcul a BRB-ului: } N_{pl,Rd} = 300 \text{ kN}$$

$$\text{Rezistența necesară a BRB-ului, } N_{p,nec} = N_{pl,Rd} \cdot \gamma_{M0} = 300 \cdot 1,1 = 330 \text{ kN}$$

Materiale:

Miez BRB:

TG 14 mm, oțel S355J0, $f_{y,m} = 398 \text{ MPa}$, $f_{u,m} = 513 \text{ MPa}$, $E = 210000 \text{ MPa}$ (se utilizează rezistențele medii măsurate rezultate din încercările pe material).

Rigidizări miez BRB:

$$\text{TG 14 mm, oțel S355J0, } f_y = 355 \text{ MPa, } f_u = 510 \text{ MPa, } E = 210000 \text{ MPa.}$$

Țeavă BRM:

$$\text{CHS 168,3} \times 4,5 \text{ mm, oțel S235J0, } f_y = 235 \text{ MPa, } f_u = 360 \text{ MPa, } E = 210000 \text{ MPa.}$$

Beton BRM:

$$\text{C35/45, } f_{ck,cube} = 45 \text{ MPa, } E_{cm} = 34000 \text{ MPa.}$$

3.6.2 Spațiul de deformare axială

Cursa BRB-ului

Deplasarea laterală a BRBF-ului la SLU:

$$d_r^{SLU} = 0,02 \cdot H = 0,02 \cdot 3500 = 70 \text{ mm}$$

Deformația axială maximă a BRB-ului:

$$\delta_{Ed} = 2 \cdot d_r^{SLU} \cdot \cos \alpha = 2 \cdot 70 \cdot \cos(0,751) = 102 \text{ mm}$$

Spațiul de deformare axială

$$g = 0,7 \cdot \delta_{Ed} = 0,7 \cdot 102 = 72 \text{ mm}$$

3.6.3 Zona plastică

Aria secțiunii transversale

Aria secțiunii transversale se determină pe baza rezistenței necesare a BRB-ului:

$$A_p = 840 \text{ mm}^2 \geq N_{p,nec} / f_{y,m} = 829 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{verifică.}$$

unde: $N_{p,nec} / f_{y,m} = 330 \cdot 1000 / 398 = 829 \text{ mm}^2$ este aria minimă necesară a zonei plastice.

Având tabla de grosimea $t_p = 14 \text{ mm}$, se determină înălțimea secțiunii, h_p , rezultând aria zonei plastice în secțiunea P-P (vezi Figura 3-3):

$$A_p = t_p \cdot h_p = 14 \cdot 60 = 840 \text{ mm}^2$$

Raportul h_p/t_p

Raportul h_p/t_p se limitează la valorile utilizate în precalificare:

$$4,0 \leq h_p/t_p = 4,3 \leq 5,0 \rightarrow \text{verifică.}$$

Zveltețea relativă a miezului pe porțiunea neîmpiedicată

Lungimea critică de flambaj a zonei considerate ($k = 1,0$):

$$L_{g,cr} = k \cdot (2 \cdot g) = 1 \cdot (2 \cdot 72) = 144 \text{ mm}$$

Valorile momentului de inerție al miezului după axa tare și ale razei de girație aferente sunt:

$$I_{y,p} = t_p \cdot h_p^3 / 12 = 14 \cdot 60^3 / 12 = 252000 \text{ mm}^4$$

$$i_{y,p} = (I_{y,p} / A_p)^{0,5} = (252000 / 840)^{0,5} = 17,32 \text{ mm}$$

Valoarea zvelteții relative, $\bar{\lambda}_p$, se limitează la valoarea 0,2 prevăzută de SR EN 1993-1-1 pentru elementele nesusceptibile la flambaj:

$$\lambda_1 = \pi \cdot (E/f_y)^{0,5} = \pi \cdot (210000/398)^{0,5} = 72,18$$

$$\lambda_p = L_{g,cr}/i_{y,p}/\lambda_1 = 144/17,3/72,18 = 0,11 \leq 0,2 \rightarrow \text{verifică.}$$

Rezistență nominală și capacitățile corectate

Valorile factorilor de suprarezistență ω și $\omega\beta$ utilizate sunt:

$$\omega = 1,45$$

$$\omega\beta = 1,7 \rightarrow \beta = 1,7/1,45 = 1,17$$

Rezistența plastică a secțiunii la efort axial este:

$$N_p = A_p \cdot f_{y,m} = 840 \cdot 398/1000 = 334 \text{ kN}$$

Capacitățile corectate la întindere, T_{max} , respectiv la compresiune, C_{max} sunt:

$$T_{max} = \omega N_p = 1,45 \cdot 334 = 484 \text{ kN}$$

$$C_{max} = \beta \omega N_p = 1,17 \cdot 484 = 568 \text{ kN}$$

Geometria opritorului

$$\text{Lățimea: } b_o = 0,5 \cdot h_p = 0,5 \cdot 60 = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Înălțimea: } h_o = 0,1 \cdot h_p = 0,1 \cdot 60 = 6 \text{ mm}$$

$$\text{Raza de racord: } R_o = 0,2 \cdot h_p = 0,2 \cdot 60 = 12 \text{ mm}$$

3.6.4 Zona elastică

Geometria

Lungimea zonei elastice de secțiune dreptunghiulară situată între guseu și rigidizările miezului, L_{e1} , este egală cu:

$$L_{e1} = 2 \cdot t_p = 2 \cdot 14 = 28 \text{ mm}$$

Lungimea zonei elastice de secțiune cruciformă situată în exteriorul tecii, L_{e2} , este egală cu:

$$L_{e2} = 0,7 \cdot \delta_{Ed} + 20 \text{ mm} = 0,7 \cdot 102 + 20 \text{ mm} = 92 \text{ mm}$$

Lungimea zonei elastice de secțiune cruciformă situată în interiorul tecii, L_{e3} , este egală cu:

$$L_{e3} = 0,7 \cdot \delta_{Ed} + 2 \cdot h_e = 0,7 \cdot 102 + 2 \cdot 150 = 372 \text{ mm}$$

Lungimea zonei elastice (vezi Figura 3-3) este egală cu:

$$L_e = L_{e1} + L_{e2} + L_{e3} = 28 + 92 + 372 = 492 \text{ mm}$$

Rezistența de calcul

Știindu-se grosimea $t_p = 14 \text{ mm}$, se determină înălțimea secțiunii, h_e , rezultând aria zonei elastice din secțiunea E1-E1, A_{e1} (vezi Figura 3-3):

$$h_e = 150 \text{ mm}$$

$$A_{e1} = t_p \cdot h_e = 14 \cdot 150 = 2100 \text{ mm}^2$$

Rezistența de calcul a secțiunii E1-E1 la efort axial de compresiune, conform SR EN 1993-1-1 este egală cu:

$$N_{c,e1,Rd} = A_{e1} \cdot f_{y,m} / \gamma_{M0} = 2100 \cdot 398 / 1,1 / 1000 = 760 \text{ kN}$$

Verificarea de rezistență a secțiunii la efortul axial de compresiune, conform SR EN 1993-1-1 este:

$$C_{max} / N_{c,e1,Rd} = 568 / 760 = 0,75 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică.}$$

Verificarea clasei secțiunii

Secțiunea E2-E2 trebuie să fie de minim clasă 3, conform SR EN 1993-1-1:

$$c/t = (h_e - t_p) / 2 / t_p = (150 - 14) / 2 / 14 = 4,86$$

$$\varepsilon = (235 / f_{y,m})^{0,5} = (235 / 398)^{0,5} = 0,77$$

$$14 \cdot \varepsilon = 14 \cdot 0,77 = 10,8$$

$$c/t \leq 14 \cdot \varepsilon \rightarrow 4,86 \leq 10,8 \text{ (clasă 1)} \rightarrow \text{verifică.}$$

Zveltețea relativă a zonei elastice

Această verificare se aplică zonei de lungime critică de flambaj, $L_{e,cr}$, pentru care se consideră factorul $k = 1,2$, aria A_{e1} cu momentul de inerție, I_y , și raza de girație, i_y , eferente, considerate după direcția axei tari.

$$L_{e,cr} = 1,2 \cdot (L_{e1} + L_{e2} + 0,7 \cdot \delta_{Ed}) = 1,2 \cdot (28 + 92 + 0,7 \cdot 102) = 230 \text{ mm}$$

$$A_{e1} = t_p \cdot h_e = 14 \cdot 150 = 2100 \text{ mm}^2$$

$$I_y = t_p \cdot h_e^3 / 12 = 14 \cdot 150^3 / 12 = 3937500 \text{ mm}^4$$

$$i_y = (I_y / A_{e1})^{0,5} = (3937500 / 2100)^{0,5} = 43,3 \text{ mm}$$

Valoarea zvelteții relative, $\bar{\lambda}_e$, se limitează la valoarea 0,2 prevăzută de SR EN 1993-1-1 pentru elementele nesusceptibile la flambaj:

$$\lambda_1 = \pi \cdot (E / f_y)^{0,5} = \pi \cdot (210000 / 398)^{0,5} = 72,18$$

$$\lambda_e = L_{e,cr} / i_y / \lambda_1 = 230 / 43,3 / 72,18 = 0,07 \leq 0,2 \rightarrow \text{verifică.}$$

3.6.5 Zona de tranziție

Lungimea zonei de tranziție, L_t , trebuie să fie suficient de mare pentru a facilita o trecere graduală de la secțiunea zonei plastice la secțiunea zonei elastice. Adoptând o pantă de 2:1 (unghi de 37°), lungimea L_t și este egală cu:

$$L_t = h_e - h_p = 150 - 60 = 90 \text{ mm}$$

Raza de racord este egală cu:

$$R_t = (h_e - h_p)/2 = (150 - 60)/2 = 45 \text{ mm}$$

3.6.6 Îmbinarea

Îmbinarea dintre BRB și guseu este nedisipativă, realizată cu șuruburi de înaltă rezistență. Conform P100-1/2013, îmbinarea trebuie proiectată pentru a avea o suprazistență de cel puțin 1,1 față de elementul îmbinat (BRB-ul).

Eforturile de calcul în îmbinare

$$N_{t,i,Ed} = 1,1 \cdot T_{max} = 1,1 \cdot 484 = 533 \text{ kN}$$

$$N_{c,i,Ed} = 1,1 \cdot C_{max} = 1,1 \cdot 568 = 625 \text{ kN}$$

Calculul îmbinării

Îmbinarea a fost verificată conform SR EN 1993-1-8 și SR EN 1993-1-1. Au fost efectuate următoarele verificări:

1. Verificarea la întindere și la compresiune a secțiunii I-I a miezului
(vezi Figura 3-3), conform SR EN 1993-1-1.

Pentru această îmbinare au fost necesare 4 șuruburi M16, grupa 10.9, cu următoarele proprietăți: M16, gr.10.9: $d = 16 \text{ mm}$, $d_o = 18 \text{ mm}$, $A = 210 \text{ mm}^2$, $A_s = 157 \text{ mm}^2$, $f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$.

În secțiunea I-I, miezul are următoarele proprietăți:

$$A_i = t_p \cdot h_e = 14 \cdot 150 = 2100 \text{ mm}^2$$

$$A_{i,net} = t_p \cdot (h_e - 2 \cdot d_o) = 14 \cdot (150 - 2 \cdot 18) = 1596 \text{ mm}^2$$

Valoarea de calcul a rezistenței plastice în secțiunea transversală brută este:

$$N_{pl,Rd} = A_i \cdot f_{y,m} / \gamma_{M0} = 2100 \cdot 398 / 1,1 / 1000 = 760 \text{ kN}$$

Valoarea de calcul a rezistenței ultime a secțiunii transversale nete este:

$$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{i,net} \cdot f_{u,m} / \gamma_{M2} = 0,9 \cdot 1596 \cdot 513 / 1,25 / 1000 = 589 \text{ kN}$$

Rezistența plastică de calcul a secțiunii la efort axial este:

$$N_{t,i,Rd} = \min(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}) = \min(760, 589) = 589 \text{ kN}$$

Valoarea de calcul a rezistenței secțiunii transversale la compresiune uniformă:

$$N_{c,i,Rd} = A_i \cdot f_{y,m} / \gamma_{M0} = 2100 \cdot 398 / 1,1 / 1000 = 760 \text{ kN}$$

Verificarea la întindere și la compresiune a secțiunii I-I a miezului:

$$N_{t,i,Ed} / N_{t,i,Rd} = 533 / 589 = 0,90 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică}$$

$$N_{c,i,Ed} / N_{c,i,Rd} = 625 / 760 = 0,82 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică}$$

2. Verificarea rezistenței la forfecare a șuruburilor

Rezistența de calcul la forfecare a șuruburilor 4M16 ,gr.10.9, considerând faptul că cele două planuri de forfecare trec prin tija nefiletată ($\alpha = 0,6$) este egală cu:

$$F_{v,Rd} = 4 \cdot 2 \cdot \alpha \cdot f_{ub} \cdot A / \gamma_{M2} = 4 \cdot 2 \cdot 0,6 \cdot 1000 \cdot 201 / 1,25 / 1000 = 772 \text{ kN}$$

Verificarea rezistenței la forfecare:

$$N_{c,i,Ed} / F_{v,Rd} = 625 / 772 = 0,81 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică}$$

3. Verificarea rezistenței la presiune pe gaură a șuruburilor.

Rezistența de calcul la presiunea pe gaură a șuruburilor 4M16, gr.10.9, considerând toate tablele din pachetul de strângere de grosime $t_g = 14 \text{ mm}$ și realizate din oțel S355 ($k_1 = 2,5$; $\alpha_b = 0,69$; $e_1 = 37 \text{ mm}$, $e_2 = 35 \text{ mm}$, $p_1 = 53 \text{ mm}$, $e_2 = 80 \text{ mm}$) este egală cu:

$$F_{b,Rd} = 4 \cdot k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 4 \cdot 2,5 \cdot 0,685 \cdot 510 \cdot 16 \cdot 14 / 1,25 / 1000 = 626 \text{ kN}$$

Verificarea rezistenței la presiune pe gaură:

$$N_{c,i,Ed} / F_{b,Rd} = 625 / 626 = 0,998 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică}$$

4. Verificarea rezistenței la rupere în bloc a celor două table sudate pe guseu.

Aria netă solicitată la întindere (vezi Figura 3-23) a celor două table este:

$$A_{nt} = 2 \cdot t_g \cdot (p_2 - d_0) = 2 \cdot 14 \cdot (80 - 18) = 1736 \text{ mm}^2$$

Aria netă solicitată la forfecare a celor două table este:

$$A_{nv} = 2 \cdot 2 \cdot t_g \cdot (e_1 + p_1 - 1,5 \cdot d_0) = 4 \cdot 14 \cdot (37 + 53 - 1,5 \cdot 18) = 3528 \text{ mm}^2$$

Valoare de calcul a rezistenței la rupere în bloc, considerând cele două table de 14 mm din oțel S355, sudate de guseu, este egală cu:

$$F_{eff,1,Rd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/3^{0,5}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0} = 510 \cdot 1736 / 1,25 + (1/3^{0,5}) \cdot 355 \cdot 3528 / 1,1 = 1366 \text{ kN}$$

Verificarea rezistenței la rupere în bloc:

$$N_{t,i,Ed} / F_{eff,1,Rd} = 533 / 1366 = 0,39 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică}$$

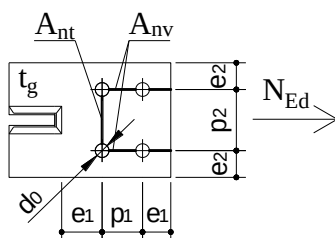


Figura 3-23. Ruperea în bloc a tablelor de prindere

5. Verificarea rezistenței la întindere și compresiune a guseului în secțiunea de la extremitatea tablelor sudate.

În secțiunea critică a guseului, construind liniile ajutătoare la 30 ° ca în Figura 3-9, acesta are următoarele proprietăți:

$$A_g = t_g \cdot b = 14 \cdot 209 = 2926 \text{ mm}^2$$

$$A_{g,net} = t_g \cdot 2 \cdot b_1 = 14 \cdot 2 \cdot 83 = 2324 \text{ mm}^2$$

Valoarea de calcul a rezistenței plastice în secțiunea transversală brută este:

$$N_{pl,Rd} = A_g \cdot f_y / \gamma_{M0} = 2100 \cdot 355 / 1,1 / 1000 = 944 \text{ kN}$$

Valoarea de calcul a rezistenței ultime a secțiunii transversale nete este:

$$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{g,net} \cdot f_u / \gamma_{M2} = 0,9 \cdot 2324 \cdot 510 / 1,25 / 1000 = 853 \text{ kN}$$

Rezistența plastică de calcul a secțiunii la efort axial,:

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}) = \min(944, 853) = 853 \text{ kN}$$

Valoarea de calcul a rezistenței secțiunii transversale la compresiune uniformă este egală cu:

$$N_{c,Rd} = A_g \cdot f_y / \gamma_{M0} = 2100 \cdot 355 / 1,1 / 1000 = 944 \text{ kN}$$

Verificarea rezistenței la întindere și compresiune a guseului:

$$N_{t,Ed} / N_{t,Rd} = 533 / 853 = 0,63 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică}$$

$$N_{c,Ed} / N_{c,Rd} = 625 / 944 = 0,66 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică}$$

Lungimea zonei de îmbinare a miezului BRB-ului exprimată în funcție de numărul de șuruburi necesar este egală cu:

$$L_g = 2 \cdot e_1 + (nr_{\text{șuruburi}} / 2 - 1) \cdot p_1 = 2 \cdot 37 + (4 / 2 - 1) \cdot 53 = 127 \text{ mm}$$

Lungimile zonelor de îmbinare, măsurate din ax până la fața guseului se determină geometric și au valorile:

$$L_{i,1} = 617 \text{ mm (îmbinarea inferioară);}$$

$$L_{i,2} = 487 \text{ mm (îmbinarea superioară).}$$

3.6.7 Deformația axială

Deformația axială capabilă

Deformația specifică convențională în miezul BRB-urilor precalificate a avut valoarea egală cu:

$$\varepsilon_{b,max} = \pm 4 \text{ ‰}.$$

Lungimea plastică, L_p , a miezului rezultă prin scăderea lungimilor zonelor de îmbinare, elastică și de tranziție din lungimea interax a BRB-ului:

$$L_p = L_n - L_{i,1} - L_{i,2} - 2 \cdot L_e - 2 \cdot L_t = 5130 - 617 - 487 - 2 \cdot 492 - 2 \cdot 90 = 2862 \text{ mm}$$

Deformația axială capabilă a BRB-ului este egală cu:

$$\delta_{Rd} = \varepsilon_{b,max} \cdot L_p = 0,04 \cdot 2862 = 114 \text{ mm}$$

Verificare

Limitarea nivelului deformațiilor specifice în miezul BRB-ului raportat la limita precalificată se realizează verificând inegalitatea:

$$\delta_{Ed}/\delta_{Rd} = 102/114 = 0,89 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică}$$

3.6.8 Dimensionarea mecanismului de împiedicare a flambajului (BRM)

Proiectarea mecanismului de împiedicare a flambajului

În acest exemplu s-a utilizat un profil CHS168,3x4,5 cu următoarele caracteristici:

Modulul de elasticitate al oțelului: $E_s = 210000 \text{ MPa}$.

Diametrul exterior al țevii: $D_e = 168,3 \text{ mm}$;

Diametrul interior al țevii: $D_i = D_e - 2 \cdot t_t = 168,3 - 2 \cdot 4,5 = 159,3 \text{ mm}$

Grosimea peretelui țevii: $t_t = 4,5 \text{ mm}$

Momentul de inerție al secțiunii din oțel (se neglijează aportul betonului) este:

$$I_s = \pi(D_e^4 - D_i^4)/64 = 7772160 \text{ mm}^4$$

Lungimea de flambaj a BRM ($k = 1$) este egală cu:

$$L_f = L_{BRB} = 5130 - 617 - 487 = 4026 \text{ mm}$$

Forța critică de flambaj a țevii este egală cu:

$$N_{cr} = \pi^2 \cdot E_s \cdot I_s / L_f^2 = \pi^2 \cdot 210000 \cdot 7772160 / 4026^2 / 1000 = 994 \text{ kN}$$

Lungimea BRM-ului este egală cu:

$$L_{BRM} = L_p + 2 \cdot L_t + 2 \cdot L_{e,3} = 2862 + 2 \cdot 90 + 2 \cdot 372 = 3786 \text{ mm}$$

BRM-ul se dimensionează impunând un raport $\geq 3,0$ între forța critică de flambaj a țevii, N_{cr} , și rezistența plastică a miezului, N_p :

$$N_{cr}/N_p = 994/334 = 3,0 \geq 3,0 \rightarrow \text{verifică}$$

Verificarea diametrului interior al țevii

Din condiții tehnologice, se impune verificarea dimensiunilor de gabarit ale miezului și țevii:

$$D_i = 159,3 \text{ mm} \geq h_e + 4 \cdot t_{bandă} = 150 + 4 \cdot 2 = 158 \text{ mm} \rightarrow \text{verifică}$$

Grosimea stratului de material neaderent este egală cu: $t_{bandă} = 2 \text{ mm}$

3.6.9 Rigiditatea echivalentă

Rigiditatea zonelor componente

Pentru fiecare zonă distinctă a BRB-ului se determină rigiditatea astfel:

- Zonele de îmbinare (inferioară = 1, superioară = 2):
Geometria: $L_{i,1} = 618 \text{ mm}$; $L_{i,2} = 486 \text{ mm}$; $A_i = A_e = 4004 \text{ mm}^2$;
Rigiditatea: $K_i = E \cdot A_i / (L_{i,1} + L_{i,2}) = 210000 \cdot 4004 / (617 + 487) = 761630 \text{ N/mm}$.
- Zonele elastice:
Geometria: $L_e = 492 \text{ mm}$; $A_e = t_p \cdot (h_e - h_p) = 14 \cdot (2 \cdot 150 - 60) = 4004 \text{ mm}^2$;
Rigiditatea: $K_e = E \cdot A_e / (2L_e) = 210000 \cdot 4004 / (2 \cdot 492) = 854512 \text{ N/mm}$.
- Zonele de tranziție:
Geometria: $L_t = 90 \text{ mm}$; $A_t = 1470 \text{ mm}^2$;
Rigiditatea: $K_t = A_t \cdot E / (2L_t) = 210000 \cdot 1470 / (2 \cdot 90) = 1715000 \text{ N/mm}$.
- Zona plastică:
Geometria: $L_p = 2862 \text{ mm}$; $A_p = 840 \text{ mm}^2$;
Rigiditatea: $K_p = E \cdot A_p / L_p = 210000 \cdot 840 / 2862 = 61635 \text{ N/mm}$

Rigiditatea echivalentă

Aceasta se determină ca inversa sumei flexibilității segmentelor componente:

$$K_{ech} = \frac{1}{\sum \frac{1}{K_i} + \sum \frac{1}{K_e} + \sum \frac{1}{K_t} + \frac{1}{K_p}} = \frac{1}{\frac{1}{761630} + \frac{1}{854512} + \frac{1}{1715000} + \frac{1}{61635}}$$

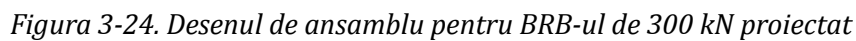
$$K_{ech} = 51838 \text{ [N/mm]}$$

Factorul rigidității echivalente

Factorul rigidității echivalente, k , este necesar în calculul structural elastic, se determină ca raport între rigiditatea echivalentă și rigiditatea elementului finit de arie, A_p , și lungime, L_n :

$$k = K_{ech} / (E \cdot A_p / L_n) = 51838 / (210000 \cdot 840 / 5130) = 1,51$$

În Figura 3-24 se prezintă desenul de ansamblu pentru BRB-ul de 300 kN proiectat.



Bibliografie

- ANSI/AISC 341-16. (2016). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction.
- Bruneau, M., Uang, C.M., Sabelli, R. (2011). „Ductile Design of Steel Structures”. 2nd Ed., The McGraw-Hill Companies, Inc., 2011.
- D’Aniello, M. (2007). „Steel Dissipative Bracing Systems for Seismic Retrofitting of Existing Structures: Theory and Testing”. PhD Dissertation.
- EN 1998-1 (2004). "Eurocode 8 – Design of Structures for Earthquake Resistance Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings", CEN.
- Japan(2000). „The Building Standard Law of Japan”, Ministry of Construction and The Building Center of Japan, Tokyo.
- Mazzolani, F.M., Della Corte, G., D’Aniello, M. (2009). "Experimental analysis of steel dissipative bracing systems for seismic upgrading". Journal of Civil Engineering and Management, 2009, 15(1): 7-19.
- P100-1/2013. "Cod de proiectare seismică. Partea I: Prevederi de proiectare pentru clădiri".
- Sabelli, R., Lopez, W.A. (2008). "Buckling-Restrained Braced Frames". NASCC The Steel Conference, Nashville, Tennessee, Aprilie 2-5, 2008.
- Saxey, B., Robinson, K., Kersing, R. (2014). „Effective BRBF Design with AISC 341-10”. NASCC The Steel Conference. <http://media.aisc.org/NASCC2014/140327-N28A.mp4>.
- SR EN 15129 (2010). "Dispozitive antiseismice", ASRO.
- SR EN 1993-1-1: 2006. "Eurocod 3: Proiectarea structurilor din oțel. Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri", ASRO.
- SR EN 1993-1-8:2006. "Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oțel. Partea 1-8: Proiectarea îmbinărilor", ASRO.
- Sridhara, B.N. (1990). "Sleeved column as a basic compression member". Proceedings of the 4th International Conference on Steel Structures & Space Frames, Singapore, pp. 181-188.
- Tinker, J. & Dusicka, P. (2012). "Challenges in designing ultra-lightweight buckling restrained brace". Stessa 2012 – Mazzolani & Herrera (eds), 2012 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-62105-2.

- Tremblay, R., Bolduc, P., Neville, R., and DeVall, R. (2006). "Seismic testing and performance of buckling-restrained bracing systems." *Canadian Journal of Civil Engineering*, 33(2), 183–198.
- Tsai, K.C., Lai, J.W., Hwang, Y.C., Lin, S.L., Weng, C.H. (2004). "Research and implementation of double-core buckling restrained braces in Taiwan". 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, august 1-6, 2004, Paper no. 2179.
- Tsai, K.C., Wu, A.C., Wei, C.Y., Lin, P.C., Chuang, M.C., Yu, Y.J. (2014). „Welded end-slot connections and debonding layers for buckling-restrained braces". *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* doi:10.1002/eqe.2423.
- Usami, T., Wang, C., Funayama, J. (2011). „A numerical study on the behavior of high-performance buckling-restrained braces". *COMPDYN 2011, III ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, M. Papadrakakis, M. Fragiadakis, V. Plevris (eds.), Corfu, Greece, 25-28 May 2011.
- Watanabe, A., Hitomi, Y., Saeki, E., Wada, A. and Fujimoto, M. (1988). Properties of brace encased in buckling-restraining concrete and steel tube. *Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering*. IV: 719-724.

Tiparul executat la **Imprimeria MIRTON**
300125 Timișoara, str. Samuil Micu nr. 7
Telefon: 0256 - 272926, 0256 - 225684
Fax: 0256 - 208924