

ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE MULTISTORY FRAME STRUCTURE USING "PUSHOVER" METHOD

ПРИМЕНА "PUSHOVER" АНАЛИЗЕ НА ВИШЕСПРАТНЕ АРМИРАНОБЕТОНСКЕ РАМОВЕ

Dragana Tabaković¹

UDK 624.012.45:519.6

DOI: 10.14415/zbornikGFS38.03

CC-BY-SA 4.0 license

Summary: The subject of this paper is the result of the analysis of a multi-storey reinforced concrete frame, using nonlinear static "pushover" analysis. The analysis was performed on a structure calculated according to the current regulations for the design of earthquake resistant structures. The results were obtained using two software suites Radimpex Tower and Abaqus. Curves of the nonlinear response of the structure were formed in order to compare the results obtained by applying these two software suites.

Резиме: Предмет овог рада је резултат анализе вишеспратног армиранобетонског рама, применом нелинеарне статичке "pushover" анализе. Анализа је спроведена на конструкцији прорачунатој према важећим прописима за пројектовање сеизмички отпорних конструкција. Резултати су добијени помоћу два програмска пакета Radimpex Tower и Abaqus. Формиране су криве нелинеарног одговора конструкције како би се упоредили резултати добијени применом ова два програма.

Keywords: Nonlinear static analysis, reinforced concrete frame, "pushover" analysis

Кључне речи: Нелинеарна статичка анализа, армиранобетонски рам, "pushover" анализа

1. INTRODUCTION

In seismically active areas, the requirement that construction structures have a linear-elastic behavior is economically unjustified. Of course, this does not apply to structures where the occurrence of damage would cause catastrophic consequences, such as e.g. nuclear power plants, etc. On the other hand, the aseismic design of reinforced concrete structures allows the occurrence of damage during moderate and strong earthquakes, but without the collapse of the structures. An analysis of a linear - elastic model

1. УВОД

У сеизмички активним подручјима, захтев да грађевинске конструкције имају линеарно-еластично понашање, економски је неоправдано. Наравно, то не важи за објекте код којих би појава оштећења изазвала катастрофалне последице, као што су нпр. нуклеарне електране и сл. Са друге стране, асеизмичко пројектовање армиранобетонских конструкција допушта појаве оштећења при појави умерених и јаких земљотреса али без рушења конструкције. Анализа на линеарно –

¹ Dragana Tabaković, dipl.inž.građ., University of Novi Sad, Faculty of Civil Engineering Subotica, Kozaračka 2a, Subotica, Serbia, tel: +381 24 554 300, e-mail: draganatabakovic@gmail.com

with reduced seismic forces is a simplified way of introducing nonlinear effects into the calculation. This analysis estimates the forces well, but not the displacements and deformation magnitudes [1].

During strong earthquakes, construction structures are deformed inelastically, and in addition, post-elastic behavior and peak target displacement of the structure cannot be accurately determined by elastic analysis, so inelastic analysis is also justified from this aspect.

There are various methods of inelastic static and dynamic analysis of the structure, as well as the approximate methods for determining the inelastic target displacement. One of these methods is the nonlinear static "pushover" analysis, which is a recommendation of the Eurocode EN1998-1 [2]. The paper presents a nonlinear static "pushover" analysis of a reinforced concrete frame in accordance with the recommended provisions of the mentioned regulation. The analysis was performed on a structure designed according to the current regulations for the design of seismically resistant structures. Radimpex Tower and Abaqus software suites were used. The calculation was performed in increments, ie. the appropriate lateral load resistance was being determined for each plasticization of the cross section gradually until the system was transformed into a mechanism.

2. THEORETICAL BASES

Due to a strong earthquake, the structure will have significant inelastic deformations whose dynamic characteristics change as a function of time, hence the calculation of the behavior of the structure requires an inelastic method of analysis that also takes them into consideration. By

еластичном моделу са смањеним сеизмичким силама представља поједностављени начин увођења нелинеарних ефеката у прорачун. Оваквом анализом се добро процењују силе али не и померања и деформационе величине [1].

Приликом снажних земљотреса грађевинске конструкције се деформишу нееластично а поред тога, пост – еластично понашање и максимално циљно померање конструкције се не могу тачно одредити помоћу еластичне анализе, па је нееластична анализа оправдана и са овог аспекта.

Постоје разне методе нееластичне статичке и динамичке анализе конструкције, као и приближне методе за одређивање нееластичног циљног померања. Једна од тих метода је и нелинеарна статичка "pushover" анализа, која се препоручује у Еврокоду EN1998-1 [2]. У раду је приказана нелинеарна статичка "pushover" анализа армиранобетонског рама у складу са препорученим одредбама из поменутог прописа. Анализа је урађена на објекту пројектованом према важећим прописима за пројектовање сеизмички отпорних конструкција. Коришћени су програмски пакети Radimpex Tower и Abaqus. Прорачун је извршен по инкрементима тј. тражено је одговарајуће бочно оптерећење за сваку пластификацију пресека постепено све док се систем не трансформише у механизам.

2. ТЕОРЕТСКЕ ОСНОВЕ

Услед снажног земљотреса, конструкција ће имати значајне нееластичне деформације чије се динамичке карактеристике мењају у функцији времена, с тога прорачун понашања зграде захтева нееластичну методу анализе која и њих узима у обзир. Проналажењем

finding the fracture mechanism and the possibility of progressive collapse, inelastic methods of analysis help to consider the actual behavior of the structure during an earthquake. These methods imply inelastic dynamic analysis of the time history analysis and nonlinear static analysis known as the "pushover" analysis. Due to its simplicity, the "pushover" analysis has become the dominant nonlinear analysis of seismic structures.

The "Pushover" analysis is a method of analysis in which structures are exposed to a constant gravitational load and a monotonically increasing horizontal load that is being increased until the target displacement of the object is reached. The height distribution of the horizontal load is predefined. The lateral load increases until the plasticization appears in an element. The stiffness of the structure is reduced taking into account the plasticization of the element, and then the lateral load is increased again until the next element is plasticized. The procedure is repeated until the target displacement of the structure point is achieved or until the system becomes labile. After the analysis is completed, the capacity curve, which represents the ratio of the shear force at the base of the structure and the displacement of the control point, is drawn.

3. NUMERICAL EXAMPLE

In this paper, a computational analysis of a multi-storey reinforced concrete frame was performed in accordance with EN 1992 and EN 1998 regulations. The structure meets the required conditions of regularity in base and according to height, thus fulfilling the condition for performing the calculation according to the plane model and that the deformability of the soil can be neglected [2] and [3].

A six-storey reinforced concrete frame of constant floor height of $h=3.0$ m was

механизма лома и евентуалне могућности прогресивног колапса, нееластичне методе анализе помажу у разматрању стварног понашања конструкције током земљотреса. Ове методе подразумевају нееластичну динамичку анализу временског одговора и нелинеарну статичку анализу познату као "pushover" анализа. "Pushover" анализа је управо због своје једноставности постала доминантна нелинеарна анализа сеизмичких конструкција.

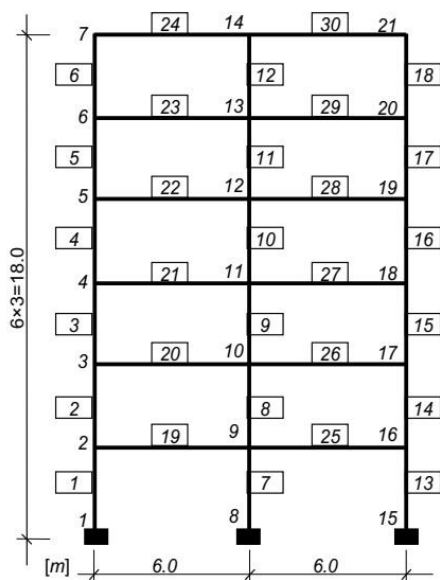
"Pushover" анализа је метода анализе при којој су конструкције изложене константном гравитационом оптерећењу и монотонно растућем хоризонталном оптерећењу које се повећава све док се не достигне циљно померање објекта. Расподела хоризонталног оптерећења по висини је унапред дефинисана. Бочно оптерећење се повећава све до тренутка када се појави пластификација у неком елементу. Крутост конструкције се редукује узимајући у обзир пластификацију елемента, а затим се бочно оптерећење опет повећава док се следећи елемент не пластифицира. Поступак се понавља све док се не постигне циљно померање тачке конструкције или док систем не постане лабилан. Након завршене анализе црта се крива капацитета, која представља однос смичуће силе у основи зграде и померања контролне тачке.

3. НУМЕРИЧКИ ПРИМЕР

У раду је извршена рачунска анализа вишеспратног армиранобетонског рама у складу са прописима EN 1992 и EN 1998. Објекат задовољава захтеване услове регуларности у основи и према висини, чиме је остварен услов да се прорачун може спровести према раванском моделу и да се деформабилност тла може

analyzed, with two fields of equal span $l=6.0$ m (Figure 1.) The dimensions of the cross-sections of the beams are $b/h=25/40$ cm, and the columns $b/h=50/50$ cm. The elastic analysis of the structure was performed by the Radimpex Tower program.

занемарити [2] и [3].
Анализиран је шестоспратни армиранобетонски рам константне спратне висине $h=3.0$ m, са два поља једнаких распона $l=6.0$ m (Слика 1.) Димензије попречних пресека греда су $b/h=25/40$ cm, а стубова $b/h=50/50$ cm. Еластична анализа конструкције спроведена је програмом Radimpex Tower.



Слика 1 – Усвојене димензије АБ рама са ознакама чворова и штапова
Figure 1 – Adopted dimensions of RC frame with labeling of knots and rods

In the computational analysis, the compressive strength of concrete of 30 MPa with the corresponding modulus of elasticity and Poisson's ratio was adopted. Loads were applied directly to the beams, ie. it was assumed that all of the mezzanine ceilings were rigid in their plane. The dead load was adopted in the amount of $g=10.0$ kN/m (self weight was entered directly through the program), the payload was $p=4.0$ kN/m. The masses of the dynamic model from the modal analysis were determined from the total constant and probable variable load reduced by a coefficient of 0.5 for all ceilings. Seismic influences

У рачунској анализи усвојена је чврстоћа бетона на притисак 30 МПа са одговарајућим модулом еластичности и Поасоновим коефицијентом. Оптерећења су нанета директно на греде тј. за све међуспратне таванице претпостављено је да су круте у својој равни. Стално оптерећење усвојено је у износу од $g=10.0$ kN/m (сопствена тежина је унета директно кроз програм), корисно оптерећење износи $p=4.0$ kN/m. Масе динамичког модела из модалне анализе одређене су из укупног сталног и вероватног промењивог

were determined by multimodal analysis with the design spectrum for horizontal direction in all according to EN 1998-1:

- Soil category B
- Category of significance III
- Type 1 of the elastic response spectrum $S=1.2$, $T_b=0.15$, $T_c=0.5$, $T_d=2.0$ s
- Maximum soil acceleration $a_g=0.2g$
- Bottomlimit of the elastic spectrum $\beta=0.2$
- Behavior factor $q=5.85$
- Percentage of viscous damping $\xi(CQC)$ 5%

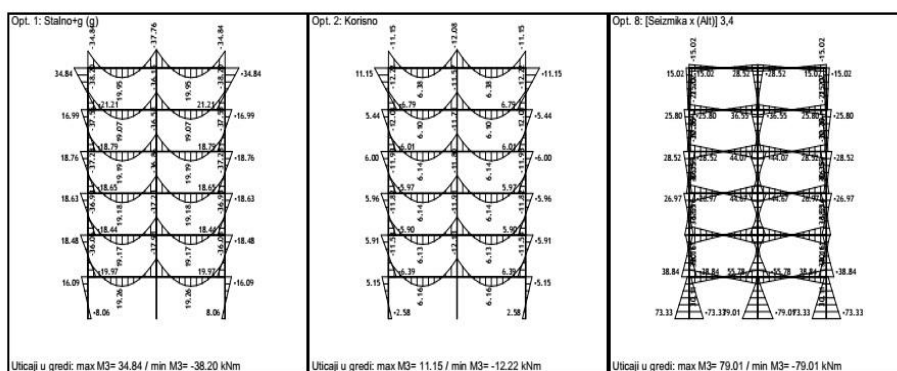
In determining the seismic forces, the first three tones of vibrations, with the sum of the effective modal masses of 100% of the total mass of the structure, were taken into account.

The design seismic force is $F=92.9$ kN. Diagrams of bending moments due to constant load, payload and seismic load are given in Figure 2. The dimensioning of the cross sections and the arrangement of the reinforcement in the beams and columns are shown in Figure 3.

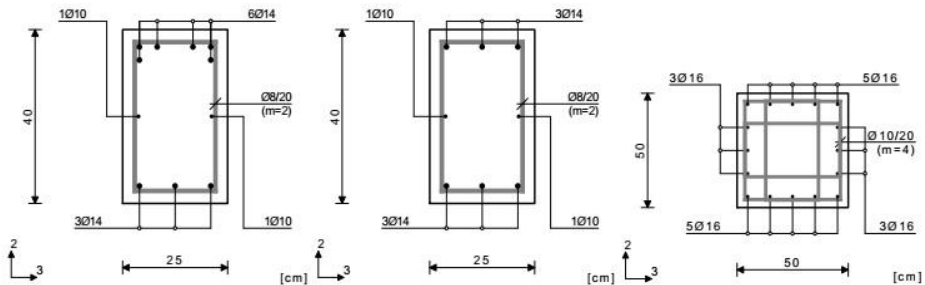
оптерећења редукованог за коефицијент 0.5 за све таванице. Сеизмички утицаји одређени су мултимодалном анализом са пројектним спектром за хоризонтални правац у свему према EN 1998-1:

- Категорија тла Б
- Категорија значаја III
- Тип 1 еластичног спектра одговора $S=1.2$, $T_b=0.15$, $T_c=0.5$, $T_d=2.0$ s
- Максимално убрзање тла $a_g=0.2g$
- Доња граница еластичног спектра $\beta=0.2$
- Фактор понашања $q=5.85$
- Процент вискозног пригушења $\xi(CQC)$ 5%

При одређивању сеизмичких сила узета су у обзир прва три тона вибрација чији збир ефективних модалних маса износи 100% од укупне масе конструкције. Пројектна сеизмичка сила износи $F=92.9$ kN. Дијаграми момената савијања услед сталног, корисног и сеизмичког оптерећења дати су на Слици 2. Димензионисање попречних пресека и распоред арматуре у гредама и стубовима приказани су на Слици 3.



Слика 2 – Дијаграми момената савијања услед анализаног оптерећења
Figure 2 – Diagrams of bending moments due to analyzed load



Слика 3 – Усвојена арматура у гредама и стубовима
Figure 3 – Adopted reinforcement in beams and in columns

In critical sections, in addition to the required load-bearing capacity, it is necessary to also meet the requirements of local ductility according to EN 1998-1. The control of this condition was carried out for columns and beams in the nodal zones, i.e. at the places of expected forming of plastic joints. Based on EN 1998-1 (clause 4.4.2.3):

У критичним пресецима, поред потребне носивости неопходно је задовољити и услове локалне дуктилности према EN 1998-1. Контрола овог услова спроведена је за стубове и греде у зонама чворова, односно на местима очекиваног формирања пластичних зглобова. На основу EN 1998-1 (тачка 4.4.2.3), поставља се услов:

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb} \quad (1)$$

a condition that must be met at all nodes, in order to prevent the formation of a plastic mechanism in the form of a flexible floor [1] and [2] is made. In the stated condition, the ratio of the sums of the computational values of the load-bearing capacity of the section is given, namely $\sum M_{Rc}$ for all columns connected in the observed node and $\sum M_{Rb}$ for all beams connected in the observed node.

The load-bearing moment of the cross section of the beams was determined using the iterative method with the assumption that the axial forces in the beams were zero, because the assumption was made that the ceilings were rigid in their plane and have the concrete slab diaphragm effect. The fracture moment was calculated for tension in the upper zone and tension in the lower zone of the beam.

The fracture moment of the columns was determined by taking the relevant

који је неопходно испунити код свих чворова, како би се спречило формирање пластичног механизма у виду флексибилног спрата [1] и [2]. У наведеном услову, дат је однос сума рачунских вредности момената носивости пресека, и то $\sum M_{Rc}$ за све стубове везане у посматраном чвору и $\sum M_{Rb}$ за све греде везане у посматраном чвору.

Момент носивости попречног пресека код греда одређен је итеративном методом уз претпоставку да су аксијалне силе у гредама једнаке нули, јер је уведена претпоставка да су таванице круте у својој равни и имају ефекат дијафрагме бетонских плоча. Момент лома пресека прорачунат је за случај затезања у горњој зони и за случај затезања у доњој зони греде.

Момент лома код стубова одређен је тако што је меродавна аксијална сила узета из линеарне анализе свих

axial force from the linear analysis of all load combinations. The sums of load-bearing capacities for columns and beams in the selected frame nodes, for the relevant load combination, are shown in Table 1 [4].

The conditions of required load-bearing capacity and local ductility, based on EN 1998, were met and regarding that it can be concluded that the cross sections of all parts of the reinforced concrete frame are well dimensioned.

комбинација оптерећења.

Суме момената носивости за стубове и греде у изабраним чворовима рама, за меродавну комбинацију оптерећења, приказани су у Табели 1. [4].

Услови потребне носивости и локалне дуктилности, на основу EN 1998, су задовољени и на основу тога се може констатовати да су попречни пресеци свих делова армиранобетонског рама, добро димензионисани.

Табела 1–Однос момената носивости стубова и греда у одабраним чворовима рама
Table 1 - Ratio of load-bearing capacities of the columns and beams in selected nodes of the frame

Čvor	Stub		Greda		$\Sigma M_{Rc} / \Sigma M_{Rb}$
	Štap	M_{Rc}	Štap	M_{Rb}	
2	1	200.3	19	-116.0	2.22
	2	196.1		62.6	
3	2	196.1	20	-116.0	2.18
	3	192.6		62.6	
4	3	192.6	21	-116.0	2.14
	4	188.9		62.6	
5	4	188.9	22	-116.0	2.09
	5	184.6		62.6	
6	5	184.6	23	-116.0	2.04
	6	179.5		62.6	
7	6	179.5	24	-116.0	1.55
	-	-		62.6	

4. NONLINEAR ANALYSIS

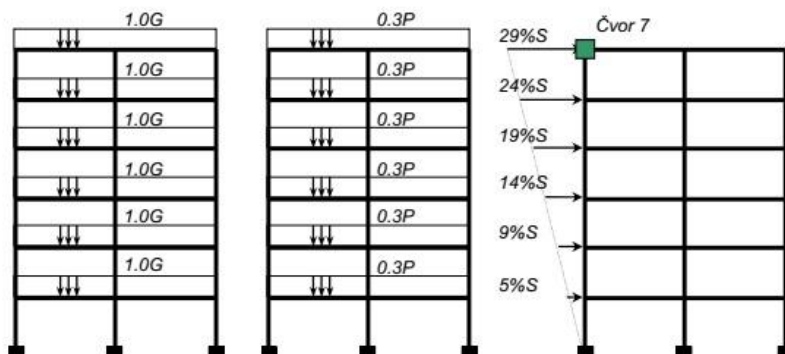
4.1. Nonlinear analysis of the frame using the Radimpex Tower software suite

“Pushover” analysis was carried out for the reinforced concrete frame by calculating with the gravity and imposed loads, while the seismic load was applied in increments using triangular distribution (Figure 4).

4. НЕЛИНЕАРНА АНАЛИЗА

4.1. “Pushover” анализа програмским пакетом Radimpex Tower

Прорачун армиранобетонског рама за “pushover” анализу извршен је за гравитационо оптерећење од сталног и корисног оптерећења, док је сеизмичко оптерећење наносено корак по корак – у инкрементима, у виду троугаоне расподеле (Слика 4).



Слика 4 – Оптерећење и контролна тачка у pushover анализи
Figure 4 – Load and the control point in the “pushover” analysis

Determination of the response of the structure in nonlinear static analysis was performed in 8 steps and for each of them a linear - elastic analysis was performed and all parameters of the model behavior (deformation, horizontal reactions, internal forces) were noted so that after reaching the load limit the capacity curve or pushover curve could be determined. Node 7 was adopted as the control point. During the analysis process, 29 plastic joints were formed until the observed frame formed a mechanism.

The results of the nonlinear static analysis are given in the form of the dependence of the shear force at the base and the displacement of the control point in Figure 7.

4.2. Nonlinear analysis of the frame using the Abaqus software suite

In the Abaqus software suite, which is based on the finite element method, a frame was modeled based on the frame analyzed by the Radimpex software suite. Columns and beams are modeled as solid elements, of the previously mentioned dimensions and reinforced in accordance with the recommendations and rules [2] and [3]. All parts of the reinforced concrete frame are rigidly interconnected and the connection to the ground is fixed

Одређивање одговора конструкције при нелинеарној статичкој анализи извршено је у укупно 8 корака и за сваки од њих је извршена линеарна – еластична анализа и бележени су сви параметри понашања модела (деформације, хоризонталне реакције, унутрашње силе), да би се након достизања граничне вредности оптерећења могла одредити и крива капацитета или pushover крива. За контролну тачку усвојен је чвор 7. Током процеса анализе формирано је 29 пластичних зглобова док посматрани рам није прешао у механизам.

Резултати нелинеарне статичке анализе дати су у виду зависности силе смицања у основи и померања контролне тачке на Слици 7.

4.2. Нелинеарна анализа рама помоћу програмског пакета Abaqus

У програмском пакету Abaqus, који је заснован на методи коначних елемената, моделиран је рам по узору на онај анализиран програмским пакетом Radimpex. Стубови и греде моделирани су као пуни елементи, претходно поменутих димензија и армирани у складу са препорукама и правилима [2] и [3]. сви делови армиранобетонског рама

(Figure 5).

Since both beams and columns were modeled as solid elements, the C3D8R element was used in the program. This element is cube-shaped with reduced integration. Element B31, a linear beam with two nodes, was used for reinforcement [5]. All structural elements were modeled as if they were made of elasto-plastic and isotropic materials.

For concrete parts of the structure, the elastic characteristics of the material were introduced through the Young's modulus of elasticity of 33000 MPa and the Poisson's ratio $\nu=0.20$.

су круто међусобно везани а веза са тлом је укљештење (Слика 5).

Пошто су и греде и стубови моделирани као пуни елементи, у програму је коришћен C3D8R елемент. Овај елемент је облика коцке са смањеном интеграцијом. За арматуру је узет елемент B31, линеарна греда са два чвора [5]. Сви конструктивни елементи моделирани су као да су од еласто-пластичних и изотропних материјала.

За бетонске делове конструкције уведене су еластичне карактеристике материјала кроз Јангов модул еластичности од 33000 МПа и Поасонов коефицијент $\nu=0.20$.



Слика 5 – Мрежа коначних елемената рама
Figure 5 – The Mesh of the finite elements of the frame

For steel, the Young modulus of elasticity of 210 GPa and the Poisson's ratio $\nu=0.30$ were adopted, while for the

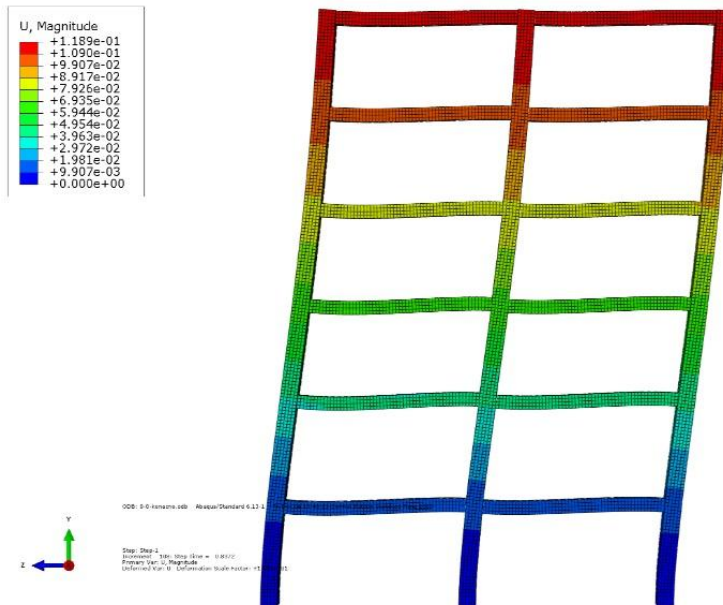
За челик је усвојен Јангов модул еластичности од 210 ГПа и Поасонов коефицијент $\nu=0.30$, док је за

plastic characteristics of steel the elastic limit in the range from 360 to 470 MPa was set.

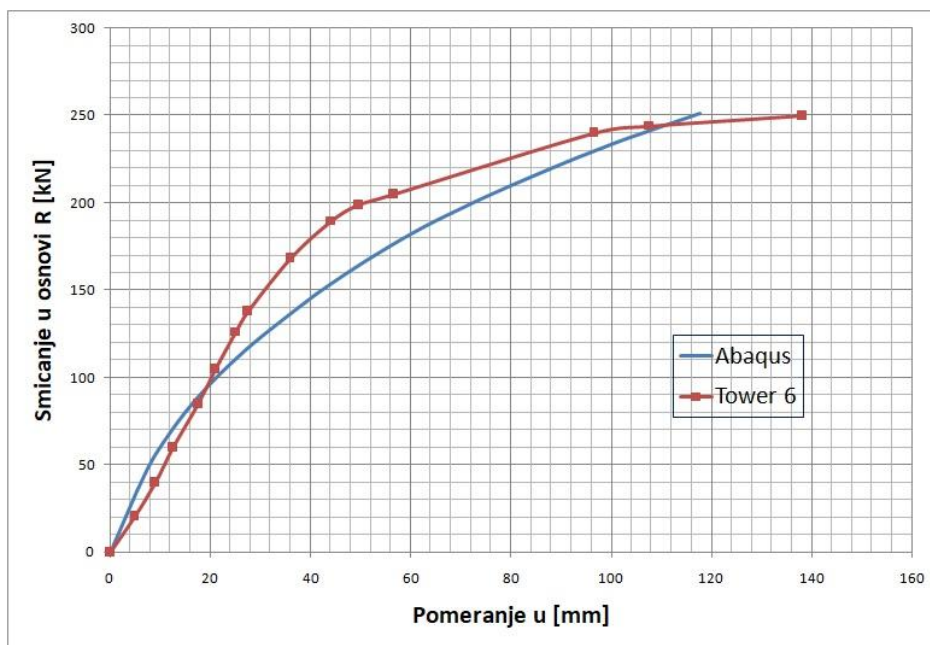
The frame was loaded with an authoritative combination of loads in the form of vertical, dead and variable load, loads and horizontal forces that increase linearly towards the top of the frame, as calculated for the “pushover” method. The aim was to determine the dependence between the total shear force and the horizontal displacement. The horizontal displacement of the frame is shown in Figure 6. The dependence of the horizontal displacements of the top of the frame and the total shear force obtained by applying both software suits are shown in Figure 7.

пластичне карактеристике челика задата граница еластичности у распону од 360 до 470 МПа.

Рам је оптерећен меродавном комбинацијом оптерећења у виду вертикалног, сталног и променљивог, оптерећења и хоризонталних сила које се линеарно повећавају ка врху рама, у свему како је прорачунато за “pushover” методу. Циљ је био одредити зависност између укупне смичуће силе и хоризонталног померања. Хоризонтално померање рама приказано је на Слици 6. Зависност хоризонталних померања врха рама и укупне смичуће силе добијене применом оба програмска пакета приказане су на Слици 7.



Слика 6 – Хоризонтална померања
Figure 6 – Horizontal displacements



Слика 7 – Упоредни приказ резултата “pushover” анализе
Figure 7 – Comparison of results of the “pushover” analysis

5. CONCLUSION

The obtained results show that nonlinear deformations are frequent at the ends of the beams, which confirms that the supporting elements of the frame are conceptually well constructed, as recommended by EN 1998.

The nonlinear response of the structure behavior using the step-by-step method requires significant time, because in each load increment it is necessary to determine the increase in force to the value which with the forces from all previous increments causes the moment of complete plasticization of beams or columns. But although this analysis is approximate in nature, the obtained solutions help to understand the actual behavior of the structure during an earthquake, by finding the fracture mechanism.

Working with ready-made programs that can do nonlinear static analysis,

5. ЗАКЉУЧАК

Из добијених резултата видљиво је да су нелинеарне деформације учестале на крајевима греда што потврђује да су носећи елементи рама концептуално добро конструисани, како то и препоручује EN 1998.

Нелинеарни одговор понашања конструкције применом методе “корак по корак” захтева значајно време, због тога што је у сваком инкременту оптерећења потребно одредити прираст силе до вредности која са силама из свих претходних инкремената изазива момент потпуне пластификације греда или стубова. Али иако је ова анализа по природи, приближна, добијена решења помажу у разумевању стварног понашања конструкције током земљотреса, проналажењем механизма лома.

Рад са готовим програмима који могу

although it sometimes causes a certain amount of distrust, is much simpler, faster and gives relatively approximate results.

да раде нелинеарну статичку анализу, иако понекад изазива одређену дозу неповерења, знатно је једноставнији, бржи и даје релативно приближне резултате.

REFERENCES

- [1] Радујковић А., Рашета А., Старчев-Ђурчин А., Петронијевић М.: Анализа армиранобетонског оквира високе дуктилности, Зборник радова 20, Грађевински факултет, 2011, стр. 57-68
- [2] EN 1998-1: Design of structures for earthquake resistance, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2004
- [3] EN 1992-1-1: Design of Concrete Structures, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2004
- [4] Ковач Стрико Ј., Чех А.: Примена "pushover" методе у сеизмичкој анализи вишеспратних армиранобетонских рамова, Изградња – год 70, 5/6, 2016, стр.167-175
- [5] Свилар М., Прокић А.: „Pushover“ анализа армиранобетонског оквира, Зборник радова 7. међународне конференције Савремена достигнућа у грађевинарству, 2019, стр. 363-370
- [6] Ћосић М., Брчић С.: Типологија NSPA pushover кривих и површи за 3D сеизмички одговор конструкција према перформансама, Грађевински материјали и конструкције 56, 2013, Vol.4 str. 19-38
- [7] Радујковић А.: Анализа параметара за процену сеизмичког одговора вишеспратних армиранобетонских оквира, Докторска дисертација, Нови Сад, 2015.
- [8] Лађиновић Ђ., Радујковић А., Рашета А.:Процена дуктилности армиранобетонских конструкција. Савез грађевинских инжењера и техничара, Зборник радова са првог научно – стручног саветовања „Земљотресно инжењерство и инжењерска сеизмологија“, Сокобања, 2008, стр. 121-12