



2008.
GODINA
LI



MATERIJALI 3 I KONSTRUKCIJE

MATERIALS AND STRUCTURES

ČASOPIS ZA ISTRAŽIVANJE U OBLASTI MATERIJALA I KONSTRUKCIJA
JOURNAL FOR RESEARCH OF MATERIALS AND STRUCTURES



MATERIJALI I KONSTRUKCIJE

MATERIALS AND STRUCTURES

ČASOPIS ZA ISPITIVANJE I ISTRAŽIVANJE U OBLASTI MATERIJALA I KONSTRUKCIJA
JOURNAL FOR RESEARCH IN THE FIELD OF MATERIALS AND STRUCTURES

IZDAVAČ:

Društvo za ispitivanje i istraživanje
materijala i konstrukcija Srbije

GLAVNI I ODGOVORNI UREDNIK:

Prof. dr Radomir FOLIĆ, dipl.inž.,
Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad

REDAKCIONI ODBOR:

Prof. dr Radomir FOLIĆ, dipl.inž.,
glavni i odgovorni urednik
Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad

Doc. dr Mirjana MALEŠEV, dipl.inž.,
zamenik odgovornog urednika,
Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad

Prof. Lazar JOVANOVIĆ, dipl.inž.,
Beograd, Vrnjačka 9

Prof. dr Aleksandar PROKIĆ, dipl.inž.,
Građevinski fakultet, Subotica

Prof. dr Žorž POPOVIĆ, dipl.inž.arh.,
Koče Kapetana 39, Beograd

Dr Ksenija JANKOVIĆ, dipl.inž.,
Institut IMS, Beograd

Dr Petar MITROVIĆ, dipl.inž.
Institut za puteve, Beograd

Mr Radmila SINDJIĆ-GREBOVIĆ, dipl.inž.,
Građevinski fakultet, Podgorica

Mr Gordana Topličić-Čurčić, dipl.inž.
Građevinsko-arhitektonski fakultet, Niš

ADRESA REDAKCIJE:

Društvo za ispitivanje i istraživanje
materijala i konstrukcija Srbije
11000 Beograd, Kneza Miloša 9
Telefon: 011/3242-589

RECENZENTI:

Konačnu recenziju izvršio je Redakcioni odbor časopisa
na osnovu recenzentskih izveštaja

TEHNIČKI UREDNIK:

Stoja TODOROVIĆ

NASLOVNA STRANA: Most "Puente Duarte" u Santo
Domingu posle rehabilitacije

Projektanti: Slobodan Cvetkovic i prof. dr. Branislav
Kolundzija. MOSTPROJEKT konsultanti - inženjeri:
Stanislav Kolundzija, rukovodilac tima, Slobodan Cvetko-
vic, Danilo Dragojevic, Milan Jankovic, Sinisa Brusin

TIRAŽ: 200 primeraka

Štampanje ovog broja pomogla je Inženjerska komora
Srbije.
Ovaj časopis primaju članovi Društva za ispitivanje i
istraživanje materijala i konstrukcija Srbije

PUBLISHER:

Society for Materials and Structures Testing
of Serbia

EDITOR AND CHIEF:

Prof. dr Radomir FOLIC, Civ.Eng.,
Faculty of Technical Science, Novi Sad

EDITORIAL BOARD:

Prof. dr Radomir FOLIC, Civ.Eng.,
editor and chief
Faculty of Technical Science, Novi Sad

Dr Mirjana MALESEV, Civ.Eng.,
Faculty of Technical Science, Novi Sad

Prof. Lazar JOVANOVIĆ, Civ.Eng.,
Belgrade, Vrnjaska 9

Prof. dr Aleksandar PROKIC Civ.Eng.,
Faculty of Civil Engineering, Subotica

Prof. dr Zorz POPOVIC, Civ.Eng.,
Koče Kapetana 39, Belgrade

Dr Ksenija JANKOVIC, Civ.Eng.,
Institute IMS, Belgrade

Dr Petar MITROVIĆ, Civ.Eng.,
The Highway Institute, Belgrade

Mr Radmila SINDJIC-GREBOVIC, Civ.Eng.,
Faculty of Civil Engineering, Podgorica

Mr Gordana Toplicic-Curcic, Civ.Eng.,
Faculty of Civil Engineering and Architecture, Nis

THE ADDRESS OF THE EDITORIAL-STAFF:

Society for Materials and Structures Testing of Serbia
11000 Belgrade, Kneza Miloša 9
Telephone: 381 11/3242-589

REVIEWERS:

The review of papers done by the Editorial Board on the
reviewer's report

TECHNICAL EDITOR:

Stoja TODOROVIĆ

COVER: Bridge "Puente Duarte" in Santo Domingo after
rehabilitation

Designers' team: Slobodan Cvetkovic and prof. dr. Branislav
Kolundzija. MOSTPROJEKT consulting engineers' team:
Stanislav Kolundzija, team leader, Slobodan Cvetkovic, Danilo
Dragojevic, Milan Jankovic, Sinisa Brusin

CIRCULATION: 200 examples

This number was published thanks to the financial
support of the Engineering Chamber of Serbia.

This Journal receive all the members of Society for
Materials and Structures Testing of Serbia

MATERIJALI I KONSTRUKCIJE

MATERIALS AND STRUCTURES

 ČASOPIS ZA ISPITIVANJE I ISTRAŽIVANJE U OBLASTI MATERIJALA I KONSTRUKCIJA
 JOURNAL FOR RESEARCH IN THE FIELD OF MATERIALS AND STRUCTURES

SADRŽAJ

Slobodan CVETKOVIĆ Branislav KOLUNDŽIJA Stanislav KOLUNDŽIJA PROJEKAT REHABILITACIJE MOSTA PUENTE DUARTE U SANTO DOMINGU Stručni rad	3
Dejan VASOVIĆ Radomir FOLIĆ Tomislav VASOVIĆ PRIMENA HEMIJSKOG DODATKA ZA SPREČAVANJE ZALEĐIVANJA VODE U SVEŽEM BETONU PRI BETONIRANJU U ZIMSKIM USLOVIMA Originalni naučni rad	24
Milorad TATOMIROVIĆ OPTEREČENJA U ČELIJAMA SILOSA OD USKLADIŠTENIH ZRNASTIH MATERIJALA Pregledni rad	30
Branko VUČKOVIĆ SAMOZBIJAJUĆI BETONI - REOLOŠKA SVOJSTVA I UPOTREBA U POGONIMA ZA PREFABRIKACIJU Pregledni rad	45
Ilija M. MILIČIĆ Ljubomir M. VLAJIĆ Radomir J. FOLIĆ NUMERIČKO MODELIRANJE I SIMULACIJA: EKSPERIMENTALNO – TEORIJSKE ANALIZE SPREGNUTE TAVANICE PRI STATIČKOM DEJSTVU Originalni naučni rad	51
Izbor prof. dr Radomira Folića za EMERITUSA Preuzeto iz "Izgradnje" br. 62/2008	61
Zasluzeno priznanje prof. dr M. Muravljovu	62
ISPRAVKA	63
Uputstvo autorima	64

CONTENTS

Slobodan CVETKOVIĆ Branislav KOLUNDŽIJA Stanislav KOLUNDŽIJA PUENTE DUARTE REHABILITATION PROJECT IN SANTO DOMINGO	3
Dejan VASOVIĆ Radomir FOLIĆ Tomislav VASOVIĆ ANTIFREEZE WATER ADDITIVES APPLIED TO FRESH CONCRETE IN WINTER CONDITIONS ANTIFREEZE WATER ADDITIVES APPLIED TO FRESH CONCRETE IN WINTER CONDITIONS	24
Milorad TATOMIROVIĆ LOADS IN SILO CELLS DUE TO STORED PARTICULATE SOLIDS	30
Branko VUČKOVIĆ SELF COMPACTING CONCRETE - RHEOLOGY PROPERTIES AND PREFABRICATED FACTORY USAGE	45
Ilija M. MILIČIĆ Ljubomir M. VLAJIĆ Radomir J. FOLIĆ MATHEMATICAL MODELLING AND SIMULATIONS: EXPERIMENTAL – THEORETICAL ANALYSIS OF COMPOSITE FLOOR UNDER STATIC ACTIONS	51
Preview Report	64

PUENTE DUARTE REHABILITATION PROJECT IN SANTO DOMINGO

Slobodan CVETKOVIC
Branislav KOLUNDZIJA
Stanislav KOLUNDZIJA

STRUČNI RAD
UDK: 624.21/.8.004.69 = 861

1 FOREWORD

1.1 Bridge basic data

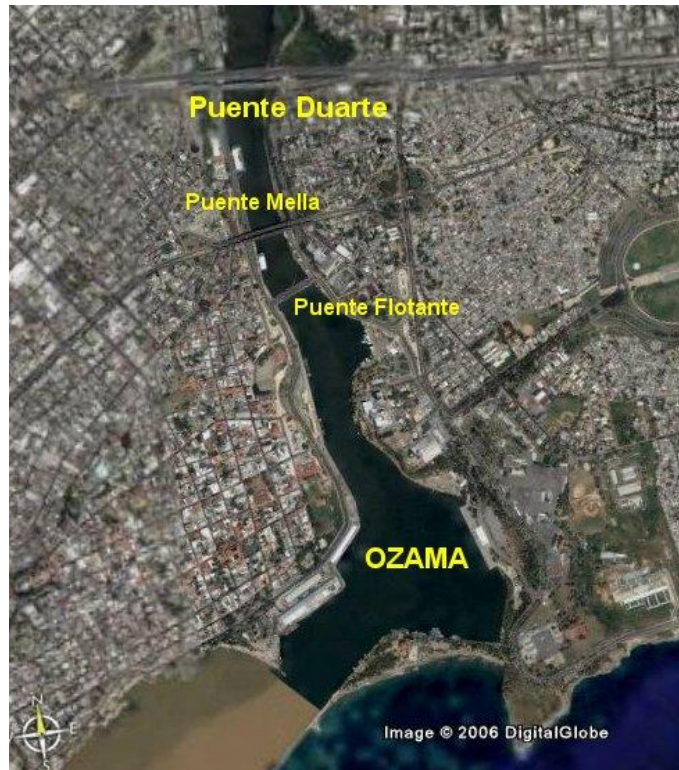
– total length:	334.0 m
– main (suspension) span:	175.6 m
– approach bridges west:	95.3 m
– approach bridges east:	63.3 m
– tower total height:	54.0 m
– tower height over deck:	21.75 m
– catenary sag:	18.0 m
– total bridge width:	19.66 m
– deck:	RC slab
– stiffening beam:	steel truss

1.2 History

- August 1953: Contract for bridge construction, Client SEOPR (Ministry of Public Works and communications)
- 17 December 1955: Bridge inauguration
Puente Duarte is crossing Ozama River, which divides Santo Domingo in two parts. The bridge is located on the city main avenue and it is crucial for functioning of the traffic in Santo Domingo.
- April 1965: 5 cables are damaged during war.

- 1970: Replacement of bridge deck with composite RC slab.
- 1977: Replacement of the damaged splice plates and rivets.
- 1992 – 2003: Bridge inspection ... Mouchel Conde Design of bridge strengthening... Mouchel
Start of bridge reconstruction works (later on, the works have been stopped due to the lack of financial resources). *The bridge was found in poor condition. There were a number of issues that gave cause for concern for bridge structural performance. The main towers were severely corroded mainly below deck. The main span truss bottom chords were also badly corroded. Cables of main suspension system were damaged by corrosion, specially in the west anchor chambers and at the connections with the saddles on the tower. The estimation was that main suspension system lost 30% of the bearing capacity. Based on the inspection findings, the bridge strengthening design was prepared. The plan was to replace the whole suspension system with new one, as well as to strengthen the towers, main trusses and steel deck grid.*
- February 2005: New contract for bridge reconstruction... Estrumet-lecca
The client has requested to have two-lane traffick on the bridge during rehabilitation works.

Adresa autora:
Slobodan Cvetkovic, C&N CONSULT, Belgrade, Serbia
Dr. Branislav Kolundzija, Faculty of Civil Engineering,
Belgrade, Serbia
Stanislav Kolundzija, MOSTPROJEKT, Belgrade,
Serbia



Satellite photo of Puente Duarte location

1.3 Participants in Bridge Rehabilitation Project

- UNIDAD EJECUTORA – SEOPC
- INOCSA
- CONSORCIO ESTRUMET-IECCA
 - ESTRUMET METALMECANICA SA
 - IECCA
 - MOSTOGRADNJA / MOSTPROJEKT
 - NXL / WILLIAMSPORT WIREROPES
 - JOTUN PAINTS

Mostogradnja's role in the consortium was to fabricate most of the steel strengthening structure, as well as to provide instructions for its assembly on the site. Mostprojekt had to provide construction consulting engineers mainly for preparation of the method statements for suspension system, with instructions during execution of these works, as well as for the design of the necessary temporary structures. The general Contractor

was obliged to perform the bridge rehabilitation works with local staff, where the local engineers, foremen and workers have no experience with steel bridges – only about 20% of the local staff had some experience with steel structures.

On the site, at the beginning of 2005, the works on new anchor blocks were finished, as well as a part of the strengthening works on the towers (all done by previous Contractor). All components of the new bridge suspension system and new expansion joints for the main span were already delivered. Technical documentation for bridge reconstruction, found on the site, was not complete – there was no global structural calculation, neither the calculation for phases of load transfer from existing to the new suspension system – that was important for establishing proper monitoring system and comparison between calculated and site results.



Puente Duarte (in front) before reconstruction

1.4 Bridge Strengthening Design

Bridge Strengthening Design, prepared by Mouchel, was a part of the 2005 tender documentation with following scope of main works:

- Replacement of complete suspension system
- Strengthening of the towers
- Strengthening top and bottom chords of the main span truss girders
- Strengthening top chords of the approach spans truss girders
- Replacement of the tie members in connection main truss-tower
- Strengthening of the horizontal bracings in the plane of the bottom truss chords,
- Strengthening of the truss supporting system
- New corrosion protection of complete structural steel
- Slightly reduction of the traffic profile by adding new curbs
- New expansion joints for the main span
- New bridge illumination.

Replacement of the suspension system was the key work for this Project. Existing steel spiral ropes 20 $\Phi 55$ in each axis (A & D), should be replaced with two bundles of 19 $\Phi 45$ steel spiral ropes, together with replacement of the hangers (suspenders). These works had three main activities:

1.4.1 Unreeling of the ropes and their installation in the new saddles that were located on tower extensions.

The ropes of new cables should be unreeled along the pedestrian paths on the bridge, and then lifted into saddles and lowered to anchor blocks. The saddles on the tower tops should be placed with offset to the tower axis (728 mm on the west, 341 mm on the east) due to design method for balancing forces in main and back spans – it should be done over horizontal movements of the saddles.

1.4.2 Load transfer from existing to the new cables

The loads from existing hangers should be transferred by using adjustable length temporary hangers attached to a yoke over each of the existing cable bands. The jacks should pull the new cables down over temporary hangers and the existing cables, together with bridge, should be raised for approximately 600mm. In this way, only partial load transfer can be achieved – final loading of the new hanger should be by detaching each existing strand (still loaded) individually from the hanger clamps. Later, the temporary hangers should be replaced with permanent new ones - designed and delivered with fixed length. Wrapping of the each bundle of galvanized steel ropes, with thin galvanized

steel wire, together with flexible paint system was planned as final cable protection.

1.4.3 Monitoring of tower deflections and local curvatures of main span trusses

The behavior of the towers during load transfer was most critical part of whole operation. In one moment, the towers should act as pure cantilever with high axial force + bending due to imperfections and eventual eccentricity of saddles as well as due to friction horizontal forces, all of this in combination with temperature forces. A detailed set of control criteria for allowable deflections of the towers and main span trusses was given through method of statement, together with necessary instruments for monitoring.

In the first days on the site, consulting engineers, checking local conditions and available technical documentation, had a doubt that designed method for cable installation is adequate one. Also, they found that designed method for load transfer can not give the equal forces in the new strands due to collision of the existing and new cables in the west back span. Based on these findings, it was decided to prepare changes and improvements of existing technical documentation and to make appropriate structural calculation.

To solve these tasks, Slobodan Cvetkovic and Branislav Kolundzija were asked to join to the consultant team.

Original plan was to start with design in Belgrade and to complete it on the site. Arriving on the site, we found a quite new situation there. In the fire, 35 of 76 new steel ropes were heavily damaged, they were only for waist. Replacing the damaged ropes was practically impossible due to the limited Project budget, terms of the additional delivery and due to the request that new delivered ropes had to have same characteristics (fabricator and procedure of rope "training") as non-damaged ropes on the site.



New strands in fire

2 NEW DESIGN FOR BRIDGE SUSPENSION SYSTEM RECONSTRUCTION

After inspection of the bridge structural steel and suspension system, designers proposed a new approach for strengthening of the bridge cable system, that was based on:

1. Existing cables should remain as bridge structural elements after their corrosion protection and, more cosmetic, repair.

2. Parallel to existing catenary at the final stage (1.70 m higher), new suspension system should be installed from non-damaged cables $\Phi 45$ mm.

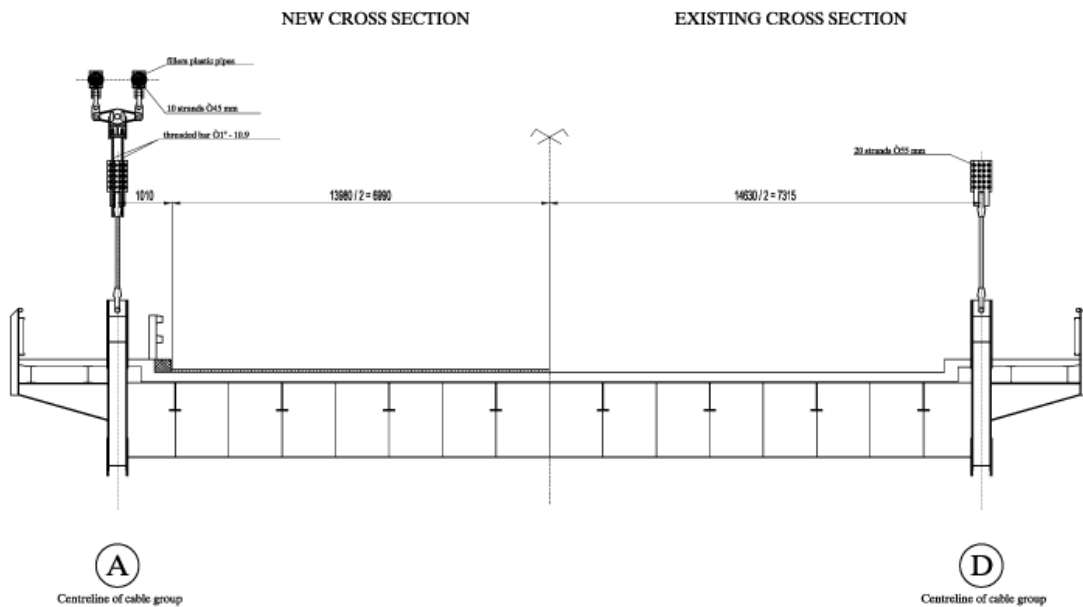
3. A part of the bridge dead load should be transferred to the new catenary, over pre-stressing of the new diagonal hangers.

4. Existing and new suspension system simultaneously should act for additional dead load (asphalt) and live load.

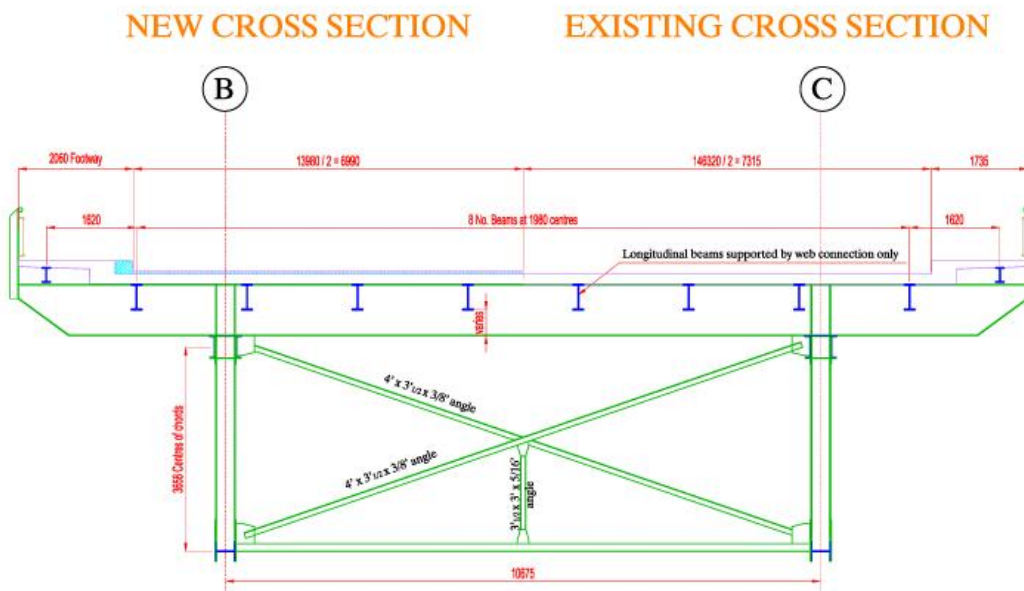
5. All already delivered elements for new suspension system should be used.

6. Strengthening of the structural steel should be done according to the original bridge reconstruction design.

This concept was explained to the Client: Ministry of Public Works & Communications. It was accepted as a base for new design of bridge suspension system under condition that bridge reconstruction works should continue without any disturbance and to be finished in the term as contracted. The Client's additional request was to cover bridge concrete deck with 50mm asphalt layer.



Bridge cross sections – central span



Cross sections – approach bridges



Puente Duarte elevation after reconstruction

Bridge reconstruction works, according to this new concept, had parallel activities:

- repair and corrosion protection of the existing cables
- unreeling and installation of the new ropes
- structural calculation of the interaction between existing and new catenary.

2.1 Existing cables

During the inspection of the existing bridge suspension system, it was found that certain number of the outer wires were broken. All these wires were again attached to the rope spiral bundle by worm clamps made of stainless steel. This was a mainly cosmetic measure, but improves indirectly the cable resistance to the corrosion.

Certain number of anchor bolts and nuts on the western anchor-blocks were heavily damaged by corrosion. In order to assure load transfer from rope heads to the anchor-block, a new massive concrete blocks (1.0 m thick) was casted over the existing anchorages. The role of these blocks was to protect damaged anchor bolts and nuts from further corrosion and to redistribute the forces (in the case of accident) to the all non-damaged anchors. Before concrete placing, all incoming parts of the ropes were covered with thick elastic protection layer as well as with plastic pipes. Free ends of these plastic pipes were sealed after hardening of the concrete.

During the cable inspection, all ropes near western anchor blocks looked similar: broken outer wires, corrosion, but without sign of inner wire layers damage. During finishing works on the free ends of plastic pipes, on two ropes on the downstream anchor block, there was found a damage of wires of the next inner layer - reduced their bearing capacity for ~50%. The eventual brake of these two ropes will not jeopardize the stability of the reconstructed bridge, but, it was decided to strengthen them. Near them, in the concrete anchor block were inserted 8 threaded rods $\Phi 1''$, grade 10.9, and injected with SIKA anchoring compound.

The heavy steel clamps, approximately 6.0 meters from the concrete anchor block, were installed on these two ropes. The clamps were connected to the inserted threaded bars over heavy steel pipe $\Phi 4''$. Pipes were grouted with adequate SIKA compound in order to get some kind of interaction between ropes inside and steel pipes outside.

During bridge inspection, the damages of the rope were found near saddles, where previously installed end stoppers (plates with U bolts) did not allow normal water evacuation. The ropes in this area can not be repaired and strengthened due to very tight space between ropes and saddle groves (~ 5 mm). It was decided to inject this space in order to prevent further corrosion, and end-stoppers got cover in order to assure dewatering.

The zinc layers as well as later applied paint, almost did not exited on the ropes, the thick paint layers were applied as protection against corrosion.

In the Bridge Inspection Report, made by Mouchel, it was estimated that existing suspension system lost up to 30% of the bearing capacity. It was rather pessimistic approach. New bridge suspension system reconstruction design followed this statement, taking into consideration that maintenance level of this bridge, in the next 50 years, can not be predicted.

2.2 Assembly of the new ropes

Delivered new ropes were found in poor shape with detorated wooden reels.



New strands was found in pretty poor condition

The reeling/unreeling machine was also found on the site – it was in good shape and it was equipped with the brakes. The new ropes had to be washed with high-pressure water and reeled on the new-made wooden drums before their assembly.

The design team agrees that Mouchel method statement for new cable installation is not optimal solution as it was previously explained. According to the new design, the activation of the new catenaries had few steps. The back span catenary prestressing (in two phases) has to reduce influence of the back-span sag to the displacements of the main-span catenary during application of the forces in new hangers. These change had a positive effect to the geometry of the ropes in the west back spans – solved problem with collision between new and existing cables. Also, it allowed better progress of works and as well as better predictions in structural calculations - it was important, from esthetic point of view, finally to have parallel existing and new catenary.

According to this method statement, new offsets of the saddles on the towers were reduced to 255 mm on the west and 215 mm on the east. All equipment for blocking or eventual pushing of the saddles remained as it was given in the previous design – it was already delivered on the site, it was reliable and simple for use. During the new rope installation, the saddles were blocked – fixed to the tower.



New saddle detail – as found at the beginning of our project

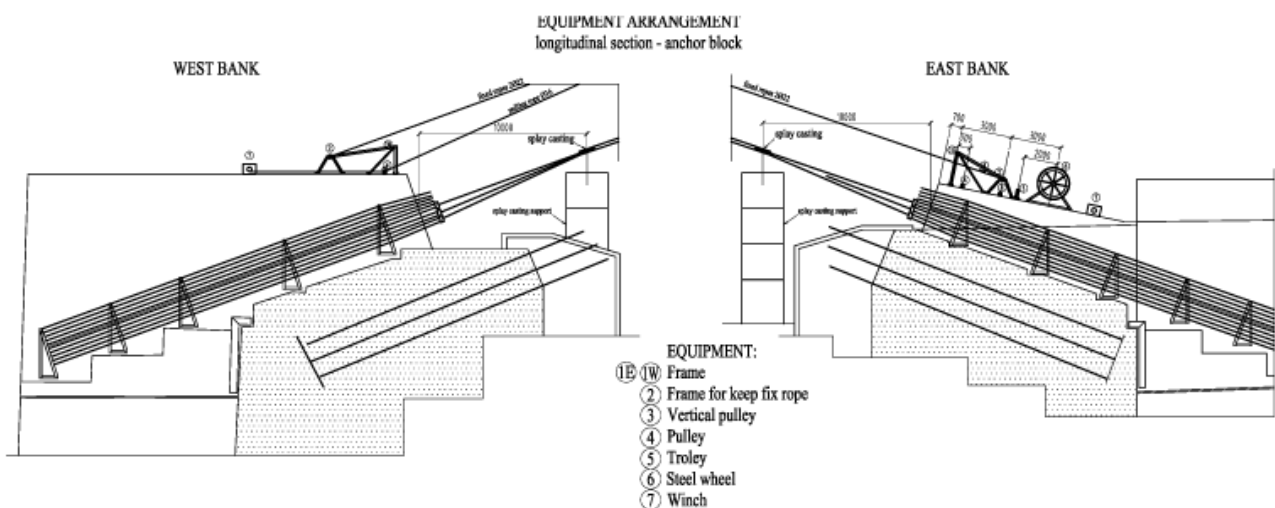
The installation of the new ropes was done by improvised cable crane made of 2 steel ropes $\Phi 22$ (center to center distance 250 mm), with few trolleys and two hand winches that had reels with 400 meters of $\Phi 16$ steel rope – one winch on each anchor block. Unreeling of the rope was done from east to west.

At the start of this operation, approximately, working cycle for one rope was 3 days; it was later reduced to one day/one rope. In the middle of central/ back spans, under the ropes, the scaffolding towers were assembled in order to control geometry (sag) of each rope. New ropes had to be installed in the bundles; the existing ones were in the “open” group. 10 meters before anchor blocks, the new ropes, over special clamp, were splitting to the anchor bolts. These clamps were fixed to the temporary bents.



Unreeling of the strand

Initial catenary geometry given by Mouchel and the one according to the new design, were not similar. All delivered ropes were longer than optimal length. Also, markings on the ropes for their positioning on the saddles were useless. During the rope installation, main problem was how to fix each rope to the anchor bolts to have enough space for later prestressing.



Schema of equipment elevation for strand installation

Normally, rope anchor heads were out of thread on the anchor bolts – it was necessary to compensate it with tubular splices under rope heads. Due to time schedule, the installation of the ropes started before the complete structural calculation was finished – the initial sags were defined by preliminary calculation.



Strand is moving along central span. Bridge is under high traffic

Using adhesive tapes for fixation, a bundle with 3 + 4 ropes was formed. The last (top) layer was installed in the same manner, but the bundle was fixed with adhesive tape only at the lowest point. Around the cable bundle, a special template clamp, equipped with rollers, was assembled. Pushing this clamp upwards to the towers, the final adjustment of the cable bundle was done. Parallel with this operation, on each 7.5 meters, the bundle was fixed with tape.



The strand is passing over the tower



Splay castings near anchor blocks



Anchor block on the west – collision of the new strands with existing

On the towers, during installation, the rope was not placed in the saddle groove. First, it was lying on the rollers that were assembled between two cable bundles. As the rope heads were attached to the anchor bolts, the rope was transferred to the saddle and its geometry adjusted. The most important was to achieve proper geometry of the bottom layer of the ropes in cable bundle. After rope adjustment in the central span, the ropes were fixed in the bundle with adhesive tapes. Temporary clamps near saddles were attached to the bundle in order to lock its position in the central span. In the east (shorter) side span, there was no problem for rough cable adjustment in this phase. Contrary, in the west side span, the ropes were out of their design axis due to collision with existing cables. In the next operation, the second layer of the ropes was installed in the manner that it was very close to the previous layer.



Strand head installation



Rollers for fine adjustment of the strand bundle



Cable clamps near saddle that should prevent slippage of the strands

As the cables were adjusted in the central span, the end-stoppers on the both side of the saddles, were fixed. As end-stoppers were used already delivered clamps.

These clamps, according to the original design, had to have a different role – they had a limited bearing capacity against slip along the cables. This fact directly influenced the phases in loading of the new catenaries. On the west tower in the axis D, during loading of the central span, the slippage of the end-stopper was occurred. The consequences of this slippage on the cable geometry, was later compensated. The cracking of the bolt nuts that were tightening clamp was the cause of this phenomena – it was not detected during bolt tensioning with calibrated impact wrenches.

2.3 Structural Calculation

Taking the task, the design team did not expected any problem with structural calculation, taking into consideration that most of the software packages have a cable analysis as well as their experience with this type of the structures. Very soon, they found that their expectations were wrong. Problem was in convergence of interaction of two catenaries – one of them loaded and other released at the same time. It was not possible, either, to have the automatic process of analyze of the structural models with different boundary conditions and different loads, depending on the construction phase, despite the advertising promises of the software producers.

Due to these facts, designers decided to perform structural analyze using combined method using EXCEL and software packages. Due to the detected differences in the structural displacement, in order to be sure in analyzing results, a parallel structural calculation was always done using two different software packages. The catenary effect in the back spans on the structural models was simulated over reduction of the modulus of elasticity.

$$K_{comb} = 1 / ((1 / K_{sag}) + (1 / K_{elast}))$$

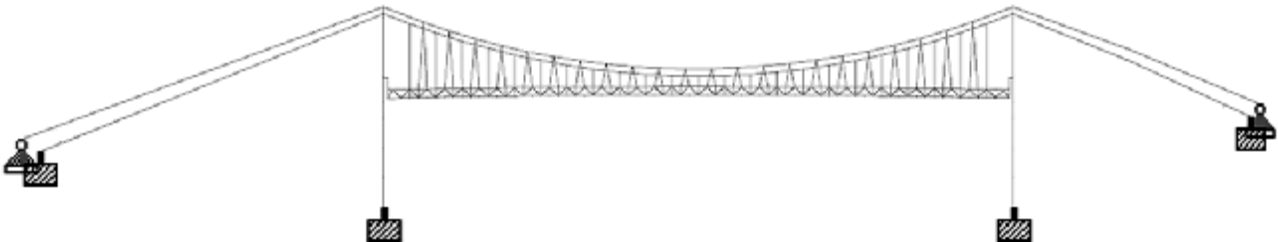
$$K_{elastic} = E * A / L$$

$$K_{sag} = 12 * T^3 / (w^2 * L^3) * (1 / \cos^2 \alpha), \text{ i.e...}$$

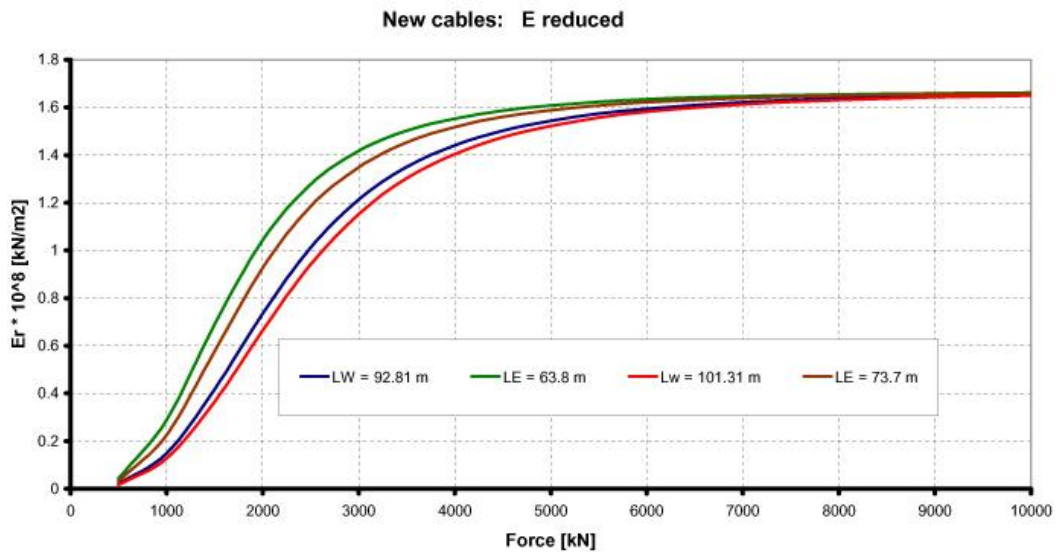
$$E_{red} = K_{comb} * L / A$$

Generally, the structural calculation procedure was as follows:

- a) calculation of each phase using two different software packages
- b) state of equilibrium with input, where change of geometry was done together with external and internal forces from previous phase



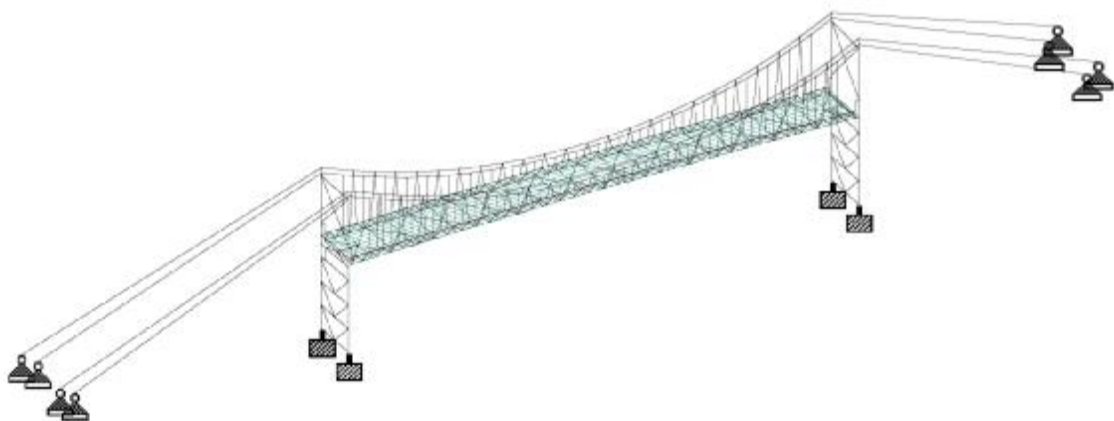
One of the structural models



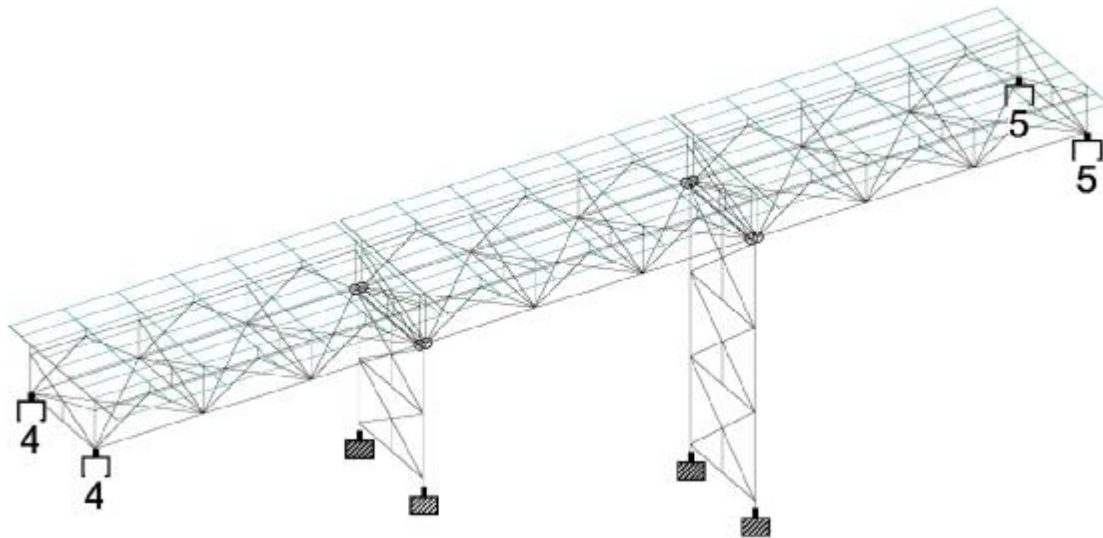
Fictive E modulus in relation of cable force and cable span

c) control calculation of the structural system described in a) but used software never reached acceptable balance of forces and displacements – it was necessary to add some temperature load in order to reach acceptable disproportions.

d) new external loads or changes of boundary conditions on structural system defined in c)
 e) repeating process: a) → b) → c) → ...



3D structural model – main span



3D structural model – approach bridges west.

Complete structural analysis was made three times, due to actual changes in design solutions (i.e. change in cable composition) or as control calculation using measured forces in new hangers as input. The following phases have been analyzed:

1. Existing suspension system (catenary & main truss) with appropriate dead load – simulation of original bridge construction method based on system internal forces measured by Mouchel

2. Balanced system 1) with measured sea levels (catenary and truss coordinates) and under external DL

according to the 1992 data. The main truss was not strengthen.

3. New external load (curbs and strengthening steel structure) – member properties without reinforcing steel.

4. Erection of the new cables. New saddles are fixed but with initial offset from tower axis. New cables have additional supports at the splay casting locations.

5. Erection of the clips on the new cables. Erection of the suspended scaffolding in the main span. New saddles are fixed but with initial offset from tower axis. New cables have additional supports at the splay casting locations.



Assembly of the first cable clamp

6. Tensioning of the new cables in the side spans – 50 kN per rope. New saddles are fixed but with initial offset from tower axis. New cables have additional supports at the splay casting locations.

7. Assembly of balance beams, top supports of the hangers and hangers. Bottom end of the hangers free. New saddles are fixed but with initial offset from tower axis. New cables have additional supports at the splay casting locations.

8. Tensioning of the new cables in the side spans – 75 kN per rope. New saddles are fixed but with initial offset from tower axis. New cables have additional supports at the splay casting locations.

9. Tensioning of the hangers. Each second hanger, counting from the towers to the middle of the central span, was tensioned – 2 x 4 in each step (16 jacks were used). There were 15 steps in hangers tensioning. New saddles were released for horizontal movements. New cables have additional supports at the splay casting locations. This calculation phase was done in few steps in order to have better covering in changes in geometry.

10. Removing the supports of the new cables in side spans at the locations of splay casting. New saddles were fixed again. Tensioning of the hangers that were not tensioned in the phase 9) in 6 steps.

11. Asphalt pavement, corrosion protection (CABLEGUARD) of the new cables, removing of the scaffolding in the central span.

12. Live Load

13. Wind Load

14. Seismic Load.

Above mentioned calculation phases were mainly analyzed on 2D models with exception of the phase 13) where 3D model was used. The influence of the existing RC deck plate was also included in this 3D model. The concrete deck slab is connected to the deck steel grid system (composed of the cross beams and stringers) over shear connectors. The expansion joints in the

concrete deck slab were constructed at ~15.0 m distances, but steel grid elements are continuous. The calculation simulation of such situation was done as follows:

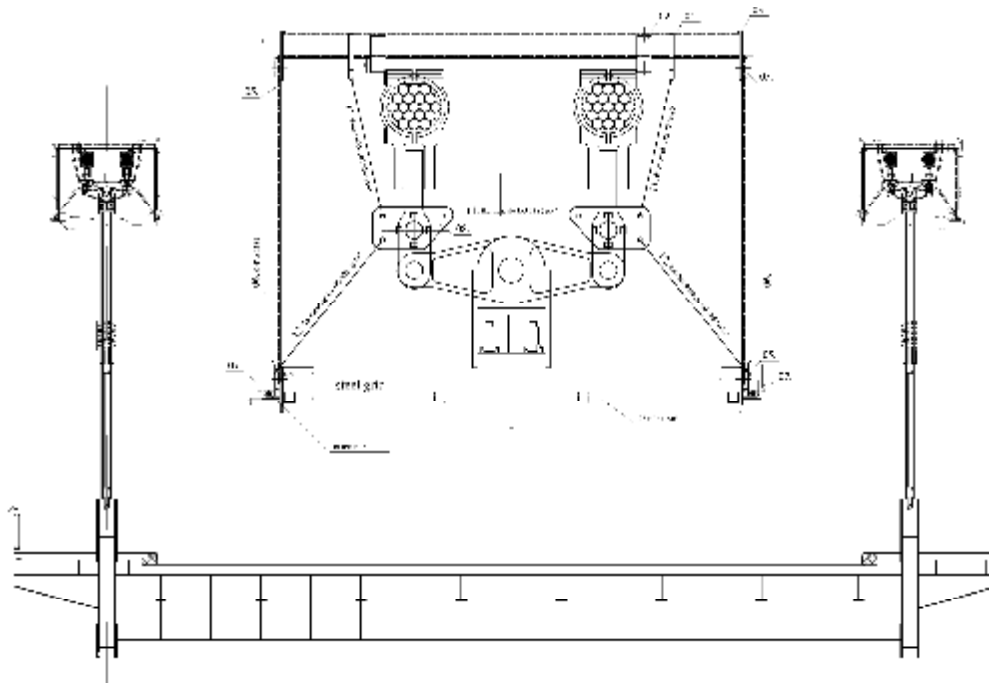
1. Structural modeling (as a floor structure) was done in the way that steel elements (cross beams and stringers) were represented over linear members, and concrete deck was represented over finite elements. At the locations of the expansion joints, the deck was discontinuous. Span of such model was 175.60 meters, i.e. distance between two bridge towers. Such structural model was loaded with uniformly distributed load in the plane of deck slab.

2. Structural modeling (as a floor structure) was done in the way that steel elements (cross beams and stringers) were represented over linear members, and concrete deck was represented over finite elements, but without expansion joints. Span of such model was 175.60 meters, i.e. distance between two bridge towers. Such structural model was loaded with uniformly distributed load in the plane of deck slab.

The goal of such analysis was to found value of the concrete modulus of elasticity in the structural model 2) which gave the similar displacements to the calculated values in structural model 1).

The bridge 3D structural model had to simulate real structural response under horizontal load. The concrete deck, together with main truss girders and horizontal bracing at the level of bottom truss chord formed some kind of the bridge box cross section that has effect in increasing of the bridge torsional rigidity as well as in the horizontal load transfer to the bridge supports.

Santo Domingo lies inside the hurricane zone – they are common during the “summer” season. In past 50 years of the bridge service life, no problems with bridge response were recorded even under extremely high wind velocity. The average wind speed for wind load calculation (Santo Domingo location) is $V_{10} = 176$ km/h.



Scaffolding cross section in the central span

Parallel with structural calculation of the complete bridge, the analyze of the behavior of the concrete deck under live load, was also done using the PLANET software.

2.4 Scaffolding in the central span

New bridge rehabilitation design also requested the additional protection of the new cables against corrosion. On the site, the device for cable wrapping with wire, as well as the wire, was already delivered. This type of the cable protection is time consuming, and, on the other hand, you will need wide scaffolding or working platform due to dimensions of the wrapping device. This type of the cable protection is also heavy – this fact has a negative effect in live load force distribution between old and new cables: it increases a sag influence in side spans of the new catenary.

Due to a.m. facts, it was decided to use CABLEGUARD protection system instead wire wrapping. The platform, from which cables can be approached during CABLEGUARD installation, is also needed, but wrapping device is lighter and smaller, and installation is relatively fast. There was another reason for installation full length platform along new catenary. The bolts in the clamps that are hanger supports should be prestressed in few steps that correspond with force increase in the new cables, in order to prevent slippage of the clamps.

During the tensioning of the cables in the new catenary, the diameter of the cables, as well as the diameter of the cable bundle reduces, due to the effect

of cable self-adjusting under the load. This diameter reduction causes the decreasing of the prestressing forces in the clamp bolts.

In the last quarter of 2005, the Client's request was received, for the construction period to be shortened, and the bridge to be opened for traffic with 4 lanes, at the end of February 2006. At the same time, the Client allowed to close complete traffic on the bridge for more than 30 days before opening.

Taking into consideration all technical and time-scheduling facts, it was decided to install continuous platforms along both sides of the new catenary in the central span, and to install movable suspension platforms along new catenary in the side spans. Work on the movable platforms in side spans, during finishing works, has no effect on traffic disturbance in the case of eventual delay of bridge rehabilitation works – but has a positive effect on the project budget.

On the bridge, assembled over towers, already exist steel ropes $\Phi 22$, that were used for new cables installation and we decided to use them for platform carrying in the central and side spans. Due to limited capacity of these ropes, additional supports were inserted in the central span at distances of ~7.45 meters. These supports were formed as cross-frames that were laying over bridge hangers clamps. At the same time, the cross-frames assured lateral stability of the platforms. In this way, the ropes $\Phi 22$ took the shape of new bridge cable catenary globally, with local catenaries (sags 35 – 40 cm) between cross frames. In this phase, the bridge cable catenary was app. 100 cm higher than



Scaffolding supports on the cable bands



Wrapping of the new cables - CABLEGUARD system



Assembly of the scaffolding platforms

its final level, and ropes $\Phi 22$ of the platform catenary had to follow its displacements caused by hangers prestressing. Due to this fact, the connection of ropes $\Phi 22$ to the towers was done over long turnbuckles in order to have a mechanism to release forces in platform catenary caused by displacements of the bridge cable catenary.

In the side spans, ropes $\Phi 22$ were installed over bridge new cables. Using parts of the existing trolleys,

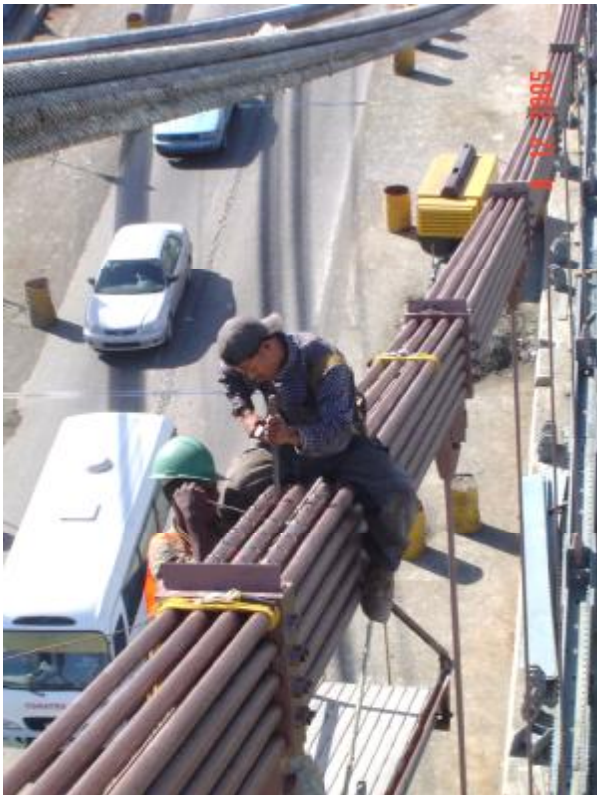
the suspension platforms were formed with adjustable platform hangers in each bridge side span. Moving of these platforms was assured over existing winches. Parallel to ropes $\Phi 22$, new rope $\Phi 12$ was also installed in order to have independent security system for people working on the movable platform. Anchoring of these ropes was done over existing temporary structures already used during bridge cable installation.



Suspension scaffolding in the central span



CABLEGUARD installation in the back spans



“Repair” of the existing strands

2.5 Tensioning of the new bridge cables in the side spans

According to MOUCHEL design, the new catenary was formed with 2x19 strands, and consequently the new anchor blocks were formed with adequate number of anchor bolts. As the number of the ropes in the new bridge cable was reduced to 2x10, there were “free” anchor bolts – they were used as supports of the steel grid system that was formed between the new ropes. Using this steel grid as supports for hydraulic jacks, it was possible to apply a controlled force to each rope, taking care that applied forces are symmetric to longitudinal axis of each cable bundle. Tensioning was done in two stages, first to 50 kN per rope, and as final, to 75 kN per rope – calculation phases 6 & 8. During tensioning, the 10 tons and 30 tons hydraulic jacks were used.

The final operation of the cable tensioning was fine adjustment of each rope in the side spans in order to achieve a compact rope bundle. It was done using a similar procedure as for the cables in the central span, moving template roller clamp parallel with bundle fixation with adhesive tape.



Tensioning of the strands in back spans



Final adjustment of the strand geometry in the back spans

2.6 Assembly and tensioning of the hangers



Assembly of the new hangers and protection of the existing strands in the contact with hangers

The installation of the clamps that are carrying bridge hangers, was done when new catenary was higher than 100 cm from its level after full hanger tensioning. In the design, location changes of each clamp were calculated comparing to the shape of the catenary at the beginning of clamp installation and after hanger tensioning. Taking into account calculated horizontal offsets, surveyor marked a location of the each clamp on the catenary - final position of the each clamp should be symmetrical to the bottom hanger supports located in the bridge main truss nodes.

Schedule of the hangers' tensioning consequently followed structural calculation. The forces in the range of 100 – 200 kN per hangers support at the truss node (2 hangers $\Phi 1''$, grade 10.9), were applied with single 30 tons hydraulic jack installed in the position to push. Higher forces (max 450 kN) were applied with tandem of 30 tons hydraulic jacks installed in position to pull. The control of the applied forces was done over calibrated gauges on the hydraulic pumps and indirectly over measurement of the horizontal saddle offsets on the towers as well as over measurements of achieved levels of cable sags and bridge deck middle of the central span.



Post-tensioning of the new hangers – 2 ENERPAC 30 tons hollow plunger jacks are installed to pull

On the site we had 16 hydraulic jacks and we were able to apply forces in 4 truss nodes simultaneously on upstream and downstream main bridge girder.

At the end of the phase 9, the measurement of the hanger's actual forces was done, using hydraulic jacks. According to the tensioning results, in three hangers (total 44) there were not recorded expecting results and these ones were post tensioned.

When all tensioning of the hangers was finished, the comparison between geometry of the new catenary and existing catenary showed that they are almost ideally parallel – it was best confirmation that structural calculation was correctly done.

Next operation was fixation of the saddles to the towers that was followed with hanger tensioning as given in the phase 10.



Post-tensioning of the new hangers – ENERPAC 30 tons hollow plunger jack is installed to push

Detailed survey of the bridge was done after asphalt paving, as well as measurement of the final forces in the hangers.

As a part of an "as-built" design, all structural calculation was again done, taking into consideration actual forces in the new hangers and actual changes of the bridge deck levels.



Geometry of the existing and new catenary – hangers in the end quarters of central span are post-tensioned.



Geometry of the existing and new catenary – almost all hangers are post-tensioned

2.7 Finishing works

At the ends of the central span, steel finger type expansion joints were previously installed, but without gutter under them. They were in relatively good shape.

According to the Mouchel design, existing expansion joints ought to be replaced with new ones in the level of the deck without asphalt pavement. These new expansion joints were already delivered on the site - they were very complicated and should be installed before planned load transfer from existing to the new catenary. Due to shorter general construction schedule, but also due to doubt that these new expansion joint can not perform correctly under very high rotations caused by hanger tensioning, it was decided to replace them with TRANSFLEX type expansion joint that should be placed directly over existing steel fingers. The thickness of TRANSFLEX joints was equal to the asphalt thickness – they were installed after asphalt pavement. Before these operation, the fingers of the existing steel expansion joints (parts connected with the approach bridges)- were shortened – they went out of plane due to high rotations caused by changes of bridge deck geometry after hangers tensioning.

At the start of this project, the bridge was found in very poor condition having received little or no maintenance in its service life. Large areas of the corrosion protection system were deteriorated with paint pilling off, some crucial bridge elements lost parts of their effective steel cross section due to intensive corrosion. There were few reasons for these damages:

- bridge is practically on the sea shore – atmosphere with high salt content
 - there were lot “pockets” on the bridge steel structure with trapped debris and water
 - there was no dewatering system under expansion joints,
- but also damages caused by a bizarre reason – some cyclists and pedestrians crossing the bridge paused to urinate against towers at walkway level. The most damaged



TRANSFLEX Expansion joint

parts of the bridge were towers under deck level, catenary, webs W shapes of the top and bottom main truss members. The works on corrosion protection during Project, consumed significant time and financial means. The method statement for works on the corrosion protection of the existing steel structure, existing catenary and hangers, as well as for strengthening steel was prepared by JOTUN, who also delivered all necessary paints.



“As-found” corrosion of the bridge steel structure



Truss chords are strengthened; steel sandblasted and first paint layer is applied

As previously mentioned, new catenary cables were protected against corrosion by CABLEGUARD system. New cables were composed of 10 Φ 45 mm galvanized spiral strands that were additionally protected with zinc paste applied around strand bundle + 9 plastic 44.5 mm



Electric heater on the plastic foil



Neoprene sealing ring at the contact with cable clamp



. Contact between cable clamp and CABLEGUARD at the final

filler pipes forming circular cross section. On the locations of the hanger clamps, plastic pipes were replaced with slightly threaded steel bars – bars were painted and also additionally protected with zinc paste

Each cable bundle finally was wrapped with plastic strips 152 mm wide and 0.45 mm thick – wrapping was done with 50% overlapping. Using heat, all wrapping layers were glued to each other. Contacts between bundle wrapping and hangers clamps were first sealed with neoprene sealing rings, and then wrapped.



The rehabilitated bridge few minutes before opening.

3 CONCLUSION

This Project will remain to all participants in very nice remembrance due to atmosphere on the site as well as to very well done complicated job. Working on this Project, main Contractor achieved experience in the new construction method, and designers, almost at the end of their professional career, were glad that they got and successfully solved engineering task that is top in engineering professional life.

Designers' team

- Slobodan Cvetkovic
- Prof. Dr. Branislav Kolundzija

MOSTPROJEKT consulting engineers' team

- Stanislav Kolundzija, team leader
- Slobodan Cvetkovic
- Danilo Dragojevic
- Milan Jankovic
- Sinisa Brusin

REZIME

PROJEKAT REHABILITACIJE MOSTA PUENTE DUARTE U SANTO DOMINGU

*Slobodan CVETKOVIC
Branislav KOLUNDZIJA
Stanislav KOLUNDZIJA*

U ovom članku dat je pregled radova na projektovanju i ojačanju mosta Puente Duarte u Santo Domingu. To je most sa 4 saobraćajne trake i predstavlja klasični viseći most sa betonskom kolovoznom konstrukcijom, čeličnim rešetkastim glavnim nosačima, čeličnim pilonima i lančanicama od čeličnih spiralnih užadi u "otvorenoj grupi". Zbog spleta okolnosti, originalni projekt ojačanja nije mogao biti izveden. Novi projekt bio je baziran na interakciji postojeće i novoformirane lančanice, sa različitim sistemima vešaljki – klasične vertikalne vešaljke na postojećoj lančanici i dijagonalne vešaljke na novoj.

Ključne reči: Viseći most, Lančanica, Strela lančanice, Čelična užad, Vešaljke, Teorija velikih pomeranja, nelinearna analiza

SUMMARY

PUENTE DUARTE REHABILITATION PROJECT IN SANTO DOMINGO

*Slobodan CVETKOVIC
Branislav KOLUNDZIJA
Stanislav KOLUNDZIJA*

This paper describes design and execution of the strengthening works of the Puente Duarte Suspension Bridge in Santo Domingo. The bridge carries 4 – lane highway and represents classic suspension bridge with concrete deck, steel trusses as main girders, steel towers and with catenaries made of spiral ropes in "open group". Due to circumstances, the original strengthening design could not be followed. New design was based on interaction between existing catenary and new added catenary, with different system of hangers: classic vertical hangers on existing catenary and diagonal hangers on the new catenary.

Key words: Suspension bridge, Catenary, Sag of catenary, Steel strands, Hangers, Large displacement theory, Non-linear Analysis

PRIMENA HEMIJSKOG DODATKA ZA SPREČAVANJE ZALEĐIVANJA VODE U SVEŽEM BETONU PRI BETONIRANJU U ZIMSKIM USLOVIMA

Dejan VASOVIĆ
Radomir FOLIĆ
Tomislav VASOVIĆ

ORIGINALNI NAUČNI RAD
UDK: 666.972.16.035 = 861

1 UVOD

U našim klimatskim uslovima, betoniranje u zimskim uslovima (spoljna temperatura na gradilištu ispod 0 °C) može predstavljati ozbiljnu poteškoću za izvođenje konstrukcija betoniranjem na licu mesta. Sveža betonska smesa, usled hidratacije cementa, prilikom očvršćavanja razvija određenu količinu toplote. Ukoliko je ta toplota dovoljna da spreči formiranje leda u svežem betonu, očvršćavanje će biti usporeno, ali nema opasnosti od oštećenja očvrstlog cementnog kamena. Iako je, na primer u Beogradu, prosečna temperatura u januaru mesecu iznad nule (+2 °C), nažalost spoljna temperatura nije konstantna i značajno se menja tokom dana i noći. Stoga je moguće da kratki periodi niskih temperatura (tokom noći, ili tokom kratkih perioda od par dana mraza) dovedu do zaleđivanja vode u svežem betonu i stvaranja leda koji trajno oštećuje strukturu tek formiranog cementnog kamena. Ova oštećenja izazivaju prsline u unutrašnjoj strukturi očvrstlog betona i u pojedinim slučajevima mogu biti neprimetne. Ovi defekti u unutrašnjoj strukturi teško se primećuju, ali značajno utiču na karakteristike očvrstlog betona, pre svega na čvrstoću i trajnost.

Jedan od efikasnih načina betoniranja u zimskim uslovima predstavlja betoniranje uz korišćenje hemijskih dodataka za modifikovanje osobina svežeg betona. U ovom radu je prikazano ispitivanje uticaja novog hemijskog dodatka za sprečavanje formiranja leda pri izuzetno niskim temperaturama (do -25 °C) na svežem i

očvrstlom betonu. Namena dodatka je da omogući prevazilaženje problema koje izaziva iznenađan pad spoljne temperature ispod nule, tokom ugradnje i očvršćavanja svežeg betona. Sprečavanjem zaleđivanja vode i formiranja kristala leda u svežem betonu sprečava se oštećenje još sasvim neočvrstle strukture cementnog kamena i omogućava da se proces očvršćavanja nastavi čim to porast spoljne temperature dozvoli.

2 MEHANIZAM DEJSTVA DODATAKA ZA SPREČAVANJE ZALEĐIVANJA VODE U SVEŽEM BETONU

Prilikom hidratacije cementa i tokom očvršćavanja betona dolazi do oslobađanja toplote. Ova toplota omogućava da se reakcija hidratacije cementa odvija i na spoljnim temperaturama bliskim ili neposredno ispod 0 °C. Prirast čvrstoće u zavisnosti od temperature svežeg betona dat je u literaturi kao procenat od prirasta čvrstoće na sobnoj temperaturi (20 °C). Kao što se vidi iz jednačine (1) procenat zavisi od odnosa temperature svežeg betona i etalona negovanog na temperaturi od 20 °C.

$$M = \sum_1^n (T - (-10^{\circ}C)) \times \Delta t_i \quad (1)$$

gde su:

M – funkcija zrelosti betona, mera za poređenje sa etalonom,

T – temperatura na kojoj očvršćava beton u vremenskom intervalu Δt_i ,

-10 °C – temperatura na kojoj prestaje očvršćavanje betona,

Δt_i – vremenski interval u kome deluje temperatura T .

Oplata betonskih elemenata utiče na temperaturu svežeg betona u izvesnoj meri, tako što povećava termičku inerciju tj. usporava prenošenje promena

Adresa autora:

Dejan Vasović, Univerzitet u Beogradu Arhitektonski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73/II, Beograd, e-mail: dejanvasovic@passivearchitecture.com
Prof. Dr Radomir Folić, Profesor Emeritus, Fakultet tehničkih nauka u Novom Sadu, Trg Dositeja Obradovića 6, Novi Sad.
Tomislav Vasović, Omladinskih brigada 48/7, Beograd.

spoljne temperature na svež beton. Ovaj uticaj nije od velikog značaja ukoliko se svež beton dodatno ne zagreva, tj. ako temperatura svežeg betona, a time i očvršćavanje, zavisi samo od promena spoljne temperature.

Prema tome, u situacijama kada se očekuju kraći periodi niskih temperatura koje sprečavaju očvršćavanje svežeg betona, dovoljno je modifikovati svež beton tako da se spreči formiranje leda u smesi, dok će se očvršćavanje nastaviti sa porastom temperature. Pomoću navedene jednačine (1) može se odrediti ekvivalentna čvrstoća u posmatranom trenutku uzimajući u obzir temperaturna kolebanja. Ovakav način zaštite svežeg betona od štetnog dejstva niskih temperatura može se primeniti i tokom dužih perioda sa niskim temperaturama, ali će prirast čvrstoće biti neznatan, dakle beton će se ponašati kao gusta, neočvrsla smesa. Tokom celog perioda niskih temperatura beton mora biti tretiran kao da je svež, tj. u oplati i zaštićen od površinskih oštećenja. Čim spoljna temperatura dozvoli, doći će do nastavka očvršćavanja.

Hemijski dodaci koji sprečavaju zaleđivanje vode u svežem betonu zapravo snižavaju temperaturu na kojoj se voda pretvara u led. Ovo svojstvo ne sme da ima negativan uticaj na svojstva očvrstlog betona, tj. dejstvo mora biti takvo da ne usporava očvršćavanje u odnosu na etalon, da ne smanjuje konačne vrednosti čvrstoće na pritisak i zatezanje očvrstlog betona, kao i da ne utiče na trajnost očvrstlog betona. Takođe, važno je odrediti temperaturu ispod nule do koje dodatak deluje, kako bi se izbegla opasnost da ipak dođe do formiranja leda u svežem betonu.

3 LABORATORIJSKA ISPITIVANJA DODATKA ZA SPREČAVANJE ZALEĐIVANJA VODE U SVEŽEM BETONU

Ovim ispitivanjima obuhvaćeno je utvrđivanje dejstva hemijskog dodatka na svojstva svežeg i očvrstlog betona, sa i bez uticaja niskih temperatura.

Tabela 1. Sastav betonskih mešavina

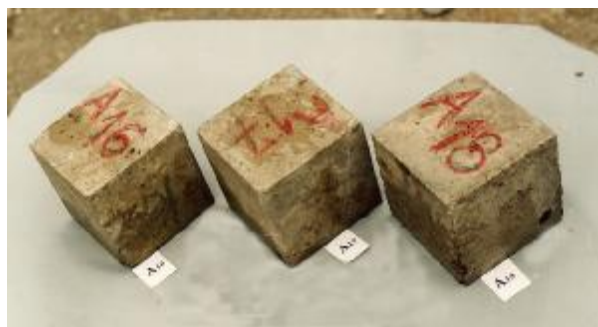
Dozaža za 1m ³ betona	bez dodatka 0%	sa dodatkom 4%	sa dodatkom 8%
Cement: CEM I 42,5 R	417 kg	411 kg	408 kg
Agregat: (drobljeni)	1916 kg	1891 kg	1877 kg
Frakcija 0 - 2 mm	30% 574 kg	567 kg	563 kg
Frakcija 2 - 4 mm	10% 192 kg	189 kg	188 kg
Frakcija 4 - 8 mm	10% 192 kg	189 kg	188 kg
Frakcija 8 -11 mm	20% 383 kg	378 kg	375 kg
Frakcija 11 -16 mm	30% 575 kg	568 kg	563 kg
Dodatak	-	16,4 kg	32,6 kg
Voda	167 kg	148 kg	139 kg
W/C	0,40	0,36	0,34
Sleganje	0,0	0,0	0,0
Zapreminska masa	kg/m ³ 2500	2467	2456

3.1 Ispitivanje dejstva dodatka na svojstva svežeg i očvrstlog betona

Radi utvrđivanja uticaja dodatka na svež beton napravljene su tri recepture, bez dodatka, sa 4% i sa 8% dodatka. Betoni su spravljani prema recepturama datim u tabeli 1. Za spravljanje betona korišćeni su sledeći materijali:

- cement: CEM I 42,5 R, Beočinska fabrika cementa, Beočin,
- agregat: drobljeni, Kamenolom „Šumnik“, Raška,
- dodatak: „REOBET ANTILED T-25 °C“¹, HI Prvi maj, Čačak.

Beton je spravlan u laboratorijskoj protivstrujnoj mešalici. Dužina mešanja iznosila je 3 minuta za sve mešavine. Beton je ugrađivan u metalne kalupe za izradu opitnih tela oblika kocke ivice 10 cm (slika1). Ugrađivanje je vršeno na vibro stolu do potpunog zbijanja.



Slika 1. Opitna tela pre ispitivanja

Posle 24 sata etalonski uzorci su izvađeni iz kalupa i do trenutka ispitivanja negovani pod istim uslovima, u vodi temperature 20 °C.

Čvrstoće na pritisak su ispitivane na 3, 7 i 28 dana. Rezultati su prikazani u tabeli 2.

¹ Patent br. 49946. HI Prvi maj ovaj dodatak proizvodi na osnovu licencnog prava.

Tabela 2. Zapreminske mase i čvrstoće na pritisak

R.b.	Vreme ispitivanja (dana)	Zapreminska masa (kg/m ³) dodatak 0%		Čvrstoća na pritisak (MPa) dodatak 0%		Zapreminska masa (kg/m ³) dodatak 4%		Čvrstoća na pritisak (MPa) dodatak 4%		Zapreminska masa (kg/m ³) dodatak 8%		Čvrstoća na pritisak (MPa) dodatak 8%	
		pojed.	sred.	pojed.	sred.	pojed.	sred.	pojed.	sred.	pojed.	sred.	pojed.	sred.
1	3	2470	2463	52.0	51.7	2405	2438	57.5	56.7	2490	2483	61.0	62.7
2		2460		52.0		2420		58.0		2480		62.0	
3		2460		51.0		2490		54.5		2480		65.0	
4	7	2470	2500	77.4	74.4	2470	2457	54.5	68.2	2420	2440	66.2	66.2
5		2580		73.8		2450		78.0		2460		64.0	
6		2450		72.0		2450		72.0		2440		68.5	
7	28	2460	2457	88.5	80.0	2450	2457	93.0	89.0	2470	2457	83.7	87.3
8		2470		70.6		2470		84.0		2470		96.5	
9		2440		81.0		2450		90.0		2430		81.6	

3.2 Ispitivanje dejstva dodatka na svojstva svežeg i očvrstlog betona izloženih različitim temperaturnim režimima tokom očvršćavanja (-5 °C do -25 °C)

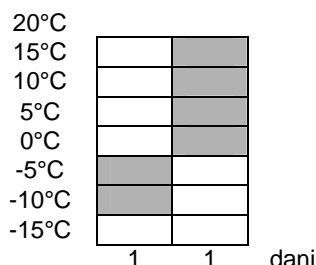
Ovim ispitivanjima pokušano je da se u laboratoriji simuliraju različiti temperaturni režimi na mestu ugradnje svežeg betona sa dodatkom (4% i 8%) u konstrukciju. Opitna betonska tela spravljena su na isti način kao i u prethodnom ispitivanju (poglavlje 3.1.). Temperatura mešavina prilikom ugradnje bila je 20 °C. Odmah po ugradnji metalni kalupi sa svežim betonom stavljeni su u klima komoru na -10 °C, i izloženi dejstvu tri različita temperaturna režima, prikazana slici 1, 2 i 3. Nakon svakog temperaturnog režima do trenutka ispitivanja opitna tela su negovana pod istim uslovima, u vodi temperature 20 °C. Ispitivanjem čvrstoća na pritisak i

upoređenjem sa etalonom negovanim na 20 °C procenjuvan je prirast čvrstoće betona na niskim temperaturama.

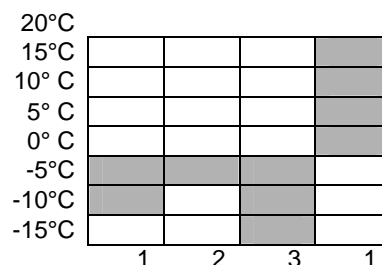
Prvi temperaturni režim prikazan na slici 2. simulira kratkotrajni jednodnevni mraz. Opitna tela su izložena temperaturi od -10 °C u trajanju od jednog dana.

Drugi temperaturni režim prikazan na slici 3. simulira nekoliko mraznih dana. Opitna tela su izložena temperaturi od -10 °C tokom prvog dana, laganom otopljenju od -5 °C tokom drugog dana, naglom zahlađenju od -15 °C tokom trećeg dana.

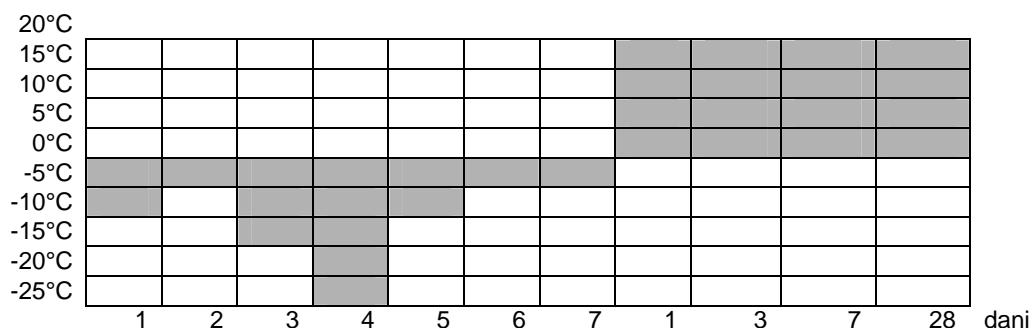
Treći temperaturni režim prikazan na slici 4. simulira dug sedmodnevni period mraza, tokom koga se temperatura spušta i do -25 °C, a nikada ne prelazi -5 °C. Od osmog do dvadesetosmog dana opitna tela negovana su u vodi na temperaturi od 20 °C.



Slika 2. Režim 1.



Slika 3. Režim 2.



Slika 4. Režim 3.

U tabelama 3. i 4. prikazane su zapreminske mase i čvrstoće na pritisak očvrsljelih betona raznih starosti podvrgnutih navedenim temperaturnim režimima. Na osnovu rezultata jasno se vidi da je primena dodatka sprečila značajnija oštećenja strukture svežeg betona.

U tabeli 5. prikazano je dejstvo zaleđivanja vode u svežem betonu bez hemijskih dodataka, date su odgovarajuće zapreminske mase i čvrstoće na pritisak očvrsljelog betona bez dodataka. Na osnovu rezultata jasno se vidi da je došlo do oštećenja strukture svežeg

betona koje je kao rezultat dovelo do oštećenja očvrsljelog betona, što se prikazuje kroz pad čvrstoća na pritisak očvrsljelog betona.

Na opitnim telima sa i bez dodatka negovanih po režimu 3. (slika 3) izvršena su ispitivanja kapilarnog upijanja i otpuštanja vode. Rezultati ispitivanja prikazani su na slici 4. Očigledno je da beton sa dodatkom znatno manje upija vodu, što dokazuje očuvanu strukturu očvrsljelog betona.

Tabela 3. Zapreminske mase i čvrstoće na pritisak betona sa 4% dodatka

Oznaka	Režim smrzavanja	Vreme (u danima)		Beton sa 4% dodatka			
				Zapreminska masa (kg/m ³)		Čvrstoća na pritisak (MPa)	
				na mrazu	na 20°C	pojedinačna	srednja
1	1.	1	1	2440	2445	25.8	25.9
2				2450		26.0	
3	2.	3	1	2470	2460	15.2	15.6
4				2450		16.1	
5	3.	7	1	2440	2445	26.0	25.2
6				2450		24.3	
7	3.	7	3	2380	2390	31.0	31.5
8				2380		31.5	
9				2410		32.0	
10	3.	7	7	2370	2390	45.0	43.1
11				2410		39.5	
12				2390		44.8	
13	3.	7	28	2440	2453	50.7	53.6
14				2460		53.8	
15				2460		56.4	

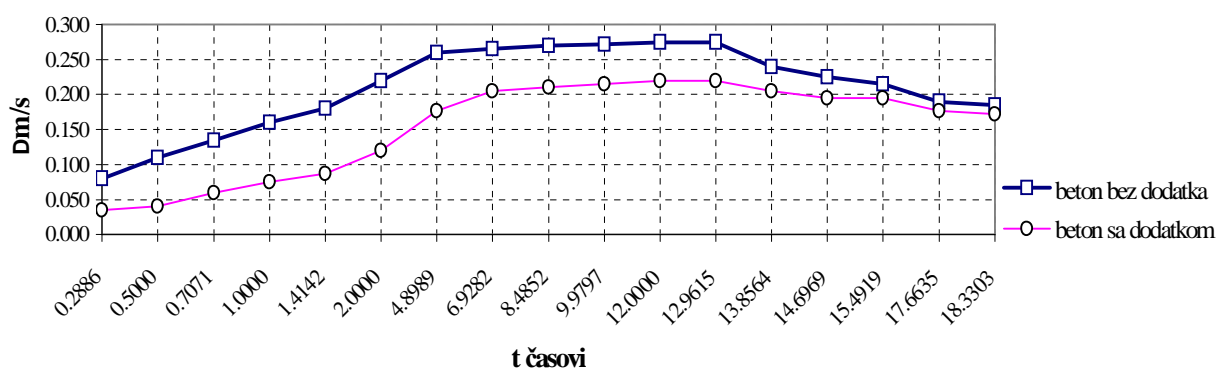
Tabela 4. Zapreminske mase i čvrstoće na pritisak betona sa 8% dodatka

Oznaka	Režim smrzavanja	Vreme (u danima)		Beton sa 8% dodatka			
				Zapreminska masa (kg/m ³)		Čvrstoća na pritisak (MPa)	
				na mrazu	na 20°C	pojedinačna	srednja
1	1.	1	1	2440	2440	17.0	17.6
2				2440		18.1	
3	2.	3	1	2430	2445	24.0	23.8
4				2460		23.7	
5	3.	7	1	2430	2435	38.7	39.4
6				2440		40.2	
7	3.	7	3	2410	2402	41.0	40.5
8				2385		40.0	
9				2410		40.5	
10	3.	7	7	2410	2403	46.3	47.9
11				2420		46.5	
12				2380		51.0	
13	3.	7	28	2430	2443	56.1	61.0
14				2450		69.4	
15				2450		57.4	

Tabela 5. Zapreminske mase i čvrstoće na pritisak betona bez dodatka

Oznaka	Režim smrzavanja	Vreme (u danima)		Betón bez dodatka			
				Zapreminska masa (kg/m ³)		Čvrstoća na pritisak (MPa)	
		na mrazu	na 20°C	pojedinačna	srednja	pojedinačna	srednja
1	1.	1	1	2455	2478	7.9	8.2
2				2500		8.5	
3				2.	3	1	
4	2410	10.4					
5	3.	7	1	2410	2400	11.8	12.1
6				2390		12.4	
7	3.	7	3	2355	2425	16.7	17.6
8				2530		19.0	
9				2390		17.1	
10	3.	7	7	2390	2397	21.0	21.5
11				2410		21.8	
12				2390		21.8	
13	3.	7	28	2525	2440	31.0	29.3
14				2410		28.0	
15				2385		29.0	

Upijanje vode



Slika 4. Dijagram kapilarnog upijanja i otpuštanja vode betona bez i sa 8% dodatka.

4 ZAKLJUČAK

Prilikom izvođenja betonskih konstrukcija na licu mesta u zimskom periodu, nisu retki slučajevi kada se može očekivati kratkotrajno zahlađenje od nekoliko dana sa temperaturama ispod nule. Rezultati ispitivanja prikazani u ovom radu pokazuju da je u takvim situacija opravdana upotreba hemijskih dodataka koji sprečavaju zaleđivanje vode u svežem betonu.

Karakteristike očvrstlog betona praćene su kroz vrednosti čvrstoće na pritisak. Prikazani rezultati na uzorcima koji su negovani u vodi temperature 20 °C pokazuju da ispitivani dodatak ne samo da ne utiče negativno, već i povećava čvrstoću na pritisak očvrstlog betona u odnosu na etalon i za više od 10%.

Sa ciljem da se ispita dejstvo dodatka u slučaju iznenadnih niskih temperatura simulirane su tri potencijalno realne situacije niskih temperatura. Radi utvrđivanja granica dejstva dodatka svež beton je, kroz ove simulacije, izlagan temperaturama i do -25 °C. U sva

tri slučaja beton sa dodacima pokazao je znatno bolje ponašanje i postigao je znatno veće čvrstoće (za preko 100%, a za pojedine režime i za preko 200%).

Opitna tela koja su prošla najteži termički režim (3. režim) ispitana su i na upijanje i otpuštanje vode, da bi se utvrdila mera oštećenja strukture usled dejstva mraza i niskih temperatura u periodu očvršćavanja svežeg betona. I ovde su uzorci sa dodatkom prikazali u kojoj meri ispitivani dodatak štiti strukturu očvrstlog betona.

Na osnovu prikazanih rezultata može se zaključiti da prikazani postupak testiranja predstavlja ozbiljan test za kvalitet betona izloženog niskim temperaturama tokom očvršćavanja. Takođe, ispitivani dodatak je postigao odlične rezultate u sprečavanju nastanka oštećenja na svežem betonu i na temperaturama čak do -25 °C.

Napomena: Ovaj rad je rezultat dela istraživanja na projektu 16018 koji finansira Ministarstvo za nauku Republike Srbije.

5 LITERATURA

- [1] Neville, A.M. "Properties of Concrete"; Pearson Education Ltd., London, 1995, 844 pp.
- [2] Skalny, J.N. ed., "Materials Science of Concrete", American Ceramic Society, Westerville, 1989, 322 pp.
- [3] Aitzin, P.-C., "High – Performance Concrete", E&FN Spon, London, 1998, 591 pp.
- [4] Beslač, J. „Zimsko betoniranje“, Institut građevinarstva Hrvatske, Zagreb, 1974., 108 str.
- [5] Bučar, G. „Građevinska proizvodnja u zimskim uslovima“, Građevinska knjiga, Beograd, 1988., 107 str.
- [6] Muravljov, M. „Osnovi teorije i tehnologije betona“, Građevinska knjiga, Beograd, 2005., 435 str.

REZIME

PRIMENA HEMIJSKOG DODATKA ZA SPREČAVANJE ZALEĐIVANJA VODE U SVEŽEM BETONU PRI BETONIRANJU U ZIMSKIM USLOVIMA

Dejan VASOVIĆ
Radomir FOLIĆ
Tomislav VASOVIĆ

Prilikom izvođenja betonskih konstrukcija na licu mesta u zimskom periodu, nisu retki slučajevi kada se može očekivati kratkotrajno zahlađenje od nekoliko dana sa temperaturama ispod nule koje mogu dovesti do zaleđivanja vode u svežem betonu i stvaranja leda koji trajno oštećuje strukturu tek formiranog cementnog kamena.

U radu su prikazani rezultati ispitivanja uticaja novog hemijskog dodatka koji sprečava formiranja leda pri izuzetno niskim temperaturama (do -25 °C) u svežem betonu i omogućuje da se proces očvršćavanja nastavi čim to porast spoljne temperature dozvoli.

Ispitivano je dejstvo dodatka na svež i očvršli beton, bez i sa uticajem niskih temperatura.

Prikazani rezultati na uzorcima koji su negovani u vodi temperature 20 °C pokazuju da ispitivani dodatak čak povećava čvrstoću na pritisak očvrstlog betona u odnosu na etalon i za više od 10%.

Sa ciljem da se ispita dejstvo dodatka u slučaju iznenadnih niskih temperatura simulirane su tri potencijalno realne situacije niskih temperatura. Radi utvrđivanja granica dejstva dodatka svež beton je, kroz ove simulacije, izlagan temperaturama i do -25 °C. U sva tri slučaja beton sa dodacima pokazao je znatno bolje ponašanje i postigao je znatno veće čvrstoće (za preko 100%, a za pojedine režime i za preko 200%).

Opitna tela koja su prošla najteži termički režim (3. režim) ispitana su i na upijanje i otpuštanje vode, da bi se utvrdila mera oštećenja strukture usled dejstva mraza i niskih temperatura u periodu očvršćavanja svežeg betona. I ovde su uzorci sa dodatkom pokazali znatno manje upijanje vode, tj. očuvanu strukturu očvrstlog betona.

Ključne reči: dodaci betonu, otpornost na zaleđivanje/odleđivanje

SUMMARY

ANTIFREEZE WATER ADDITIVES APPLIED TO FRESH CONCRETE IN WINTER CONDITIONS

Dejan VASOVIĆ
Radomir FOLIĆ
Tomislav VASOVIĆ

During the winter time construction of the concrete structures, it is not uncommon to expect occasional short periods of the cold weather with temperatures below 0°C, which can last for few days, when freezing of the water in the fresh concrete might permanently destruct the newly formed cement matrix.

This paper presents the results of an investigation of new type of chemical admixture which protect fresh concrete from the frost during very low temperatures (up to – 50°C) and enables continuation of the concrete hardening process when outside temperature becomes favourable.

The testing included the admixture's influence on fresh concrete mixture and on the hardened concrete, with and without low temperatures influence.

The concrete specimens were cured in the water at the 20°C temperature, and the results showed that the tested admixture caused the increase of the compression strenght of more than 10% comparing to one of the reference specimen.

In order to test the admixture influence, three cases of the potential low temperatures were examined. In these simulations, in order to establish the limits of the admixture's influence, fresh concrete mixture was exposed to the temperatures, where the lowest was -25°C. All three cases showed better behaviour of the fresh concrete mixture, and also displayed much higher compression strenght (for more than 100% higher, and for some regimes, for 200% higher).

The specimens exposed to the extreme regime (the third one) were also tested for the water absorption and release, in order to establish the degree of destruction caused by frost and low temperatures during concrete hardening. These tests also showed that the specimens with the admixtures had lower water absorption, i.e. preserved structure of the concrete.

Keywords: concrete admixtures, freezing/thawing resistance

OPTEREĆENJA U ČELIJAMA SILOSA OD USKLADIŠTENIH ZRNASTIH MATERIJALA

Milorad TATOMIROVIĆ

PREGLEDNI RAD
UDK: 624.954.042.6.046:725.36 = 861

1 UVOD

Evropski standard za proračun silosa i rezervoara EN 1991-4 [1] se najvećim delom odnosi na proračun i analizu silosa. Konačni oblik standarda iz 2006. godine [1] je mnogo obimniji od prvobitne verzije [2] koja je prevedena i na naš jezik [3]. U radu [4] prikazan je kraći pregled standarda EN 1991-4. Kod nas je za proračun silosa u primeni aktuelni standard JUS ISO 11697 iz 1996 godine [5], a pre njega su se koristila tehnička uputstva TU 60 iz 1960 godine [6].

Proračun silosa prema EN 1991-4 [1] se odnosi na silose sa sledećim karakteristikama:

– Oblici poprečnih preseka ćelija silosa se ograničavaju na preseke prikazane na slici 1, a samo manje promene u oblicima se dopuštaju s obzirom na rezultujuće promene u pritiscima.

– Geometrijska ograničenja su data sa $h_b/d_c < 10$, $h_b < 100$ m i $d_c < 60$ m.

– Tranzicija vertikalnog dela ćelije na levak leži u horizontalnoj ravni.

– Silos ne sadrži umetnute unutrašnje elemente, kao npr. konusne ili piramidalne unetnute elemente, poprečne grede, i slično; ali se dopušta primena

izuzimača i anti-dinamičkih cevi sa mirnim i centričnim pražnjenjem.

– Silosi se projektuju na definisani rang karakteristika usipnih materijala.

U ovim normama, obuhvata se proračun za levke konusnog tipa (osnosimetrični) i za linijske levke (izduženi levci sa vertikalnim krajnjim bočnim stranama). Silosi se definišu kao konstrukcije za skladištenje sipkog (zrnastog) materijala (pod silosima se podrazumevaju bunker, koševi i uobičajeni čelijski silosi). Podela silosa u EC 1-4 je data prema načina proračuna vertikalnih zidova silosa, pri čemu se uvodi vitkost silosa (odnos visine ćelije prema prečniku upisanog kruga u osnovi ćelije). Klase silosa prema vitkosti i prema postupku proračuna su:

– Silosi velike vitkosti sa odnosom $2.0 \leq hc/dc$ (vitki silosi),

– Silosi srednje vitkosti sa $1.0 < hc/dc < 2.0$ (umereno vitki silosi),

– Silosi male vitkosti sa $0.4 < hc/dc \leq 1.0$ (zdepasti silosi),

– Silosi sa potpornim zidom (retaining silos), sa ravnim dnom i odnosom $hc/dc \leq 0.4$,

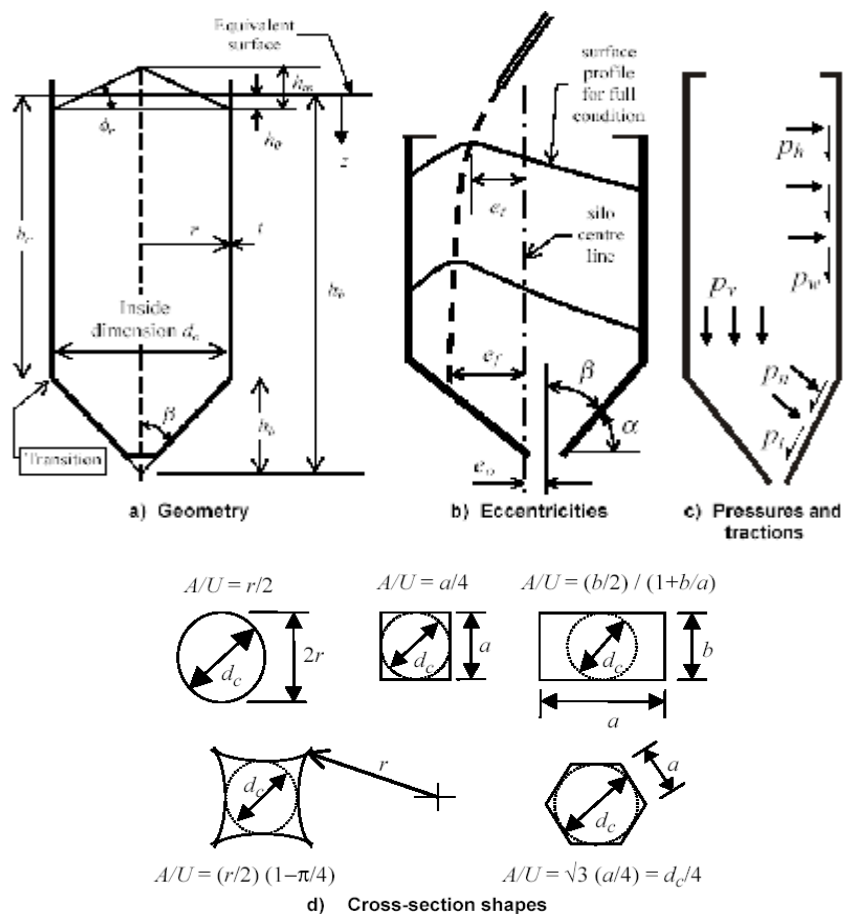
– Silosi u kojima se skladišti aerisani materijal.

Tabela 1. Klase silosa prema pouzdanosti procene dejstva (proračunske klase).

Klasa pouzdanosti procene dejstva (Action Assessment Class)	Opis slučaja
Proračunska klasa 1	Silos sa kapacitetom ispod 100 tona.
Proračunska klasa 2	Silos koji se ne vode pod klasama 1 i 3.
Proračunska klasa 3	Silos sa kapacitetom iznad 10000 tona. Silos sa kapacitetom preko 1000 tona u slučajevima: a) ekscentrično pražnjenje $e/d_c > 0.25$; i b) zdepasti silosi sa exc. vrha nasipne kupe $e/d_c > 0.25$.

Adresa autora:

Mr. Milorad Tatomirović, dipl.inž.građ, Fakultet tehničkih nauka, Departman za građevinarstvo, Trg D. Obradovića 6, 21000 Novi Sad.



Slika 1. Forme silosa sa prikazanim dimenzijama i oznakama naponaprema EC 1-4 (prema verziji iz 2003).

U tabeli 1 je dato razvrstavanje silosa po pouzdanosti, koje je napravljeno u odnosu na neizvesnosti u određivanju dejstava (opterećenja) sa odgovarajućom preciznošću. Posledice konstrukcijskih grešaka i opasnosti za život i imovinu su uvedeni u Evrokodove sa klasifikacijom pouzdanosti. Za silose u klasi 1, koriste se uprošćene procedure ovoga standarda za tu klasu. Pravila za male silose su jednostavna – uprošćena i zbog toga konzervativna kako imaju uvedene grube aproksimacije, u cilju izbegavanja previsoke cene potrebne za ispitivanje materijala. U slučajevima silosnih baterija, gde je više silosnih ćelija konstrukcijski međusobno spojeno, klasa silosa se uzima prema pojedinačnoj ćeliji, a ne prema ukupnoj bateriji silosa.

Vrednosti karakteristika najčešće skladištenih materijala u silosima su date tabelarno u aneksu E u EN 1991-4 [1], tj. EC 1-4. U tabelama 2 i 3, prikazanim u ovom radu, dati su podaci samo za nekoliko ovih materijala. Sa donjom vrednošću zapremnske težine g_1 , sračunava se projektovani kapacitet silosa, a svi proračuni opterećenja se rade na osnovu gornje vrednosti zapremnske težine g_u . Vrednosti za m_m , K_m i f_{im} su preporučene srednje vrednosti. Ako materijal nije u okviru spiska u EC 1-4, potrebno je sprovesti neophodna ispitivanja karakteristika materijala kako bi se utvrdili potrebni podaci za projektovanje. Novina u EC 1-4 je uvođenje proizvoljnog materijala koji velikim

opsegom karakteristika pokriva neodređenosti pri projektovanju silosa za skladištenje nedovoljno poznatog ili potpuno nepoznatog materijala (ovo se može primeniti kod serijske proizvodnje manjih silosa, ali je potpuno neracionalno kod projektovanja velikih silosa).

U tabeli 3, uvedena je klasifikacija tipova zidova, prema materijalu od kojeg je zid napravljen i hrapavosti površine u kontaktu sa uskladištenim materijalom, i to su:

- D1 – zidovi sa malim trenjem (klizavi zidovi; npr. zidovi od hladno-valjanog ili poliranog nerđajućeg čelika),
- D2 – zidovi sa umerenim trenjem (glatki zidovi; npr. od običnog konstrukcijskog čelika),
- D3 – zidovi sa velikim trenjem (hrapavi zidovi; npr. betonski zidovi), i
- D4 – neregularni slučaj trenja o zidova (npr. zidovi od valovitog lima i slično).

Koeficijenta trenja za nekoliko sipkih materijala i prva tri tipa zidova su dati u tabeli 3. Trenje kod zidovi tipa D4 se posebno obrađuje u jednom prilogu u EC 1-4.

Opterećenja silosa od uskladištenog materijala se razmatra na sasvim punom silosu. Opterećenja od punjenja i pražnjenja materijala se uzimaju za analizu pri graničnim stanjima nosivosti i upotrebljivosti. Proračun uticaja pri punjenju i pražnjenju materijala u silosnu ćeliju predstavlja glavne slučajeve - kombinacije opterećenja koji vode različitim graničnim stanjima elemenata konstrukcije, pri čemu se analiziraju:

- maksimalni normalni pritisak na vertikalne zidove;
- maksimalno vertikalno opterećenje od trenja o zidove ćelija;

- maksimalni vertikalni pritisak na dno silosa; i
- maksimalno opterećenje na levak silosa.

Za određivanje opterećenja od uskladištenog materijala u silosnim ćelijama, koriste se gornje i donje karakteristične vrednosti za K , m i f_i , koje se dobijaju tako što se srednje vrednosti K_m , m_m i f_{im} (tabele 3 i 4)

množe, odnosno dele sa odgovarajućim konverzionim faktorom a (tabele 3 i 4), prema sledećem:

- gornje karakteristične vrednosti:

$$K = a_k K_m; \quad m = a_m m_m; \quad f_i = a_f f_{im},$$

- donje karakteristične vrednosti:

$$K = K_m / a_k; \quad m = m_m / a_m; \quad f_i = f_{im} / a_f.$$

Tabela 2. Karakteristike nekih zrnastih materijala prema EC 1-4

Tip zrnastog materijala	Zapreminska težina g		Ugao prirodnog nagiba	Ugao unutrašnjeg trenja f_i		Odnos bočnog pritiska K	
	g_1	g_u	f_r	f_{im}	a_f	K_m	a_k
	donja	gornja		srednja	faktor	srednja	faktor
	kN/m ³	kN/m ³	stepeni	stepeni			
Proizvoljni materijal	6.0	22.0	40	35	1.30	0.50	1.50
Cement	13.0	16.0	36	30	1.22	0.54	1.20
Cementi klinker	15.0	18.0	47	40	1.20	0.38	1.31
Brašno	6.5	7.0	45	42	1.06	0.36	1.11
Kukuruz	7.0	8.0	35	31	1.14	0.53	1.14
Pšenica	7.5	9.0	34	30	1.12	0.54	1.11

Tabela 3. Karakteristike nekih zrnastih materijala prema EC 1-4 (nastavak).

Tip zrnastog materijala	Koeficijent trenja materijala o zid silosa $m = \tan f_w$				Faktor ref. materijala za lokalno (patch) opterećenje C_{op}
	Tip zida D1	Tip zida D2	Tip zida D3	a_m	
	srednja	srednja	srednja	faktor	
Proizvoljni materijal	0.32	0.39	0.50	1.40	1.0
Cement	0.41	0.46	0.51	1.07	0.5
Cementi klinker	0.46	0.56	0.62	1.07	0.7
Brašno	0.24	0.33	0.48	1.16	0.6
Kukuruz	0.22	0.36	0.53	1.24	0.9
Pšenica	0.24	0.38	0.57	1.16	0.5

Tabela 4. Vrednosti svojstava koje se koriste za različite procene opterećenja zidova.

Svrha procene	Karakteristična vrednost koja se primenjuje		
Za vertikalni zid: max. normalni pritisak na vert. zid max. opt. od trenja o zid ćelije max. vert. opt. na levak ili dno silosa	Koeficijent trenja o zid m	Odnos bočnog pritiska K	Ugao unutrašnjeg trenja f_i
	donja	gornja	donja
	gornja	gornja	donja
	donja	donja	gornja
Za zid levka: max. pritisak na levak pri punjenju max. pritisak na levak pri pražnjenju	Koeficijent trenja o levak m	Odnos pritiska na levku F	Ugao unutrašnjeg trenja f_i
	gornja (za levak)	donja	donja
	donja (za levak)	gornja	gornja

Gornju karakterističnu vrednost zapremine težine zrnastog materijala treba koristiti u svim ovim slučajevima određivanja opterećenja. Određivanje svakog slučaja pojedinačnog opterećenja se pravi korišćenjem pojedinačnog seta odgovarajućih vrednosti svojstava materijala m , K i f_i . U proračunskim situacijama ukupno opterećenje se uzima kao kombinacija svih ekstremnih pritisaka-uticaja na zidove ćelija i levak, a da su ovi pojedinačni pritisci-uticaji određeni na osnovu različitih preporučenih vrednosti karakteristika materijala. Ovo značajno komplikuje analizu opterećenja kod proračuna silosa klase 2 i 3. Kod silosa proračunske klase 1, koji se odnose na silose kod kojih se uprošćava stepen potrebnih analiza, potrebno je uzeti samo jednu kombinaciju karakterističnih vrednosti uskladištenog materijala, i to srednje vrednosti koeficijenta trenja, odnosa bočnog napona i ugla unutrašnjeg trenja (m_m , K_m i f_{im} , respektivno). Ovo predstavlja značajno pojednostavljenje kod analize silosa malog kapaciteta.

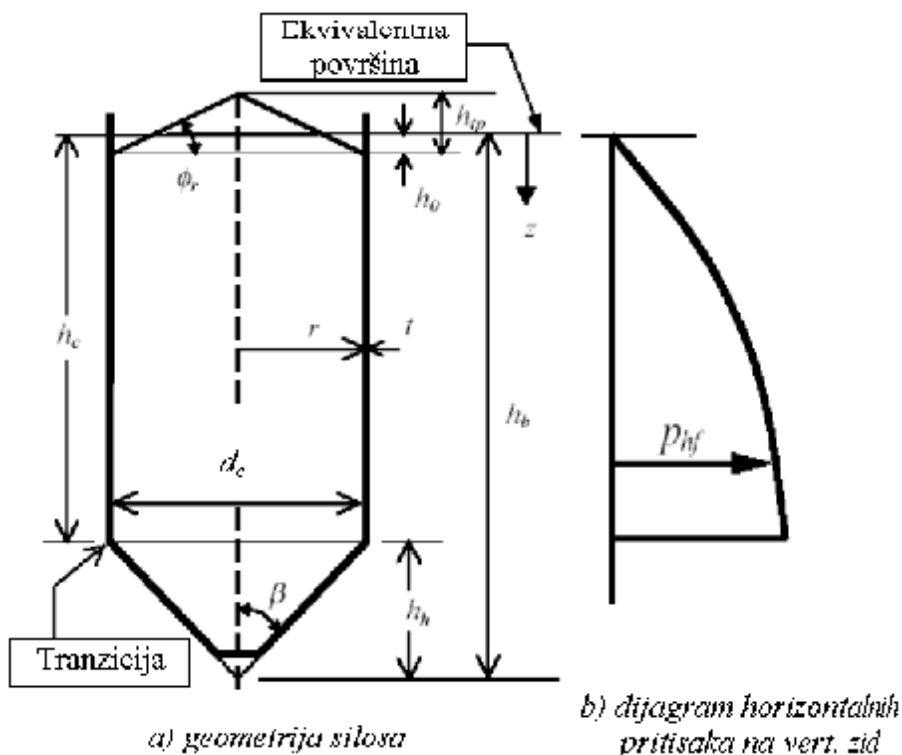
2 OPTEREĆENJA NA VERTIKALNIM ZIDOVIMA SILOSA

Opterećenja na vertikalnim zidovima silosa od zrnastog materijalom sa malim ekscentricitetom pri punjenja i pražnjenju se predstavlja kao simetrično opterećenje i kao nesimetrično lokalno opterećenje (*patch load*). Simetrična opterećenja su u vidu horizontalnih pritisaka p_n na unutrašnjoj strani vertikalnih zidova silosa, normalnih pritisaka p_n na kose zidove levka, tangencijalni naponi smicanja usled trenja p_w i p_t i vertikalni pritisak p_v u uskladištenom materijalu.

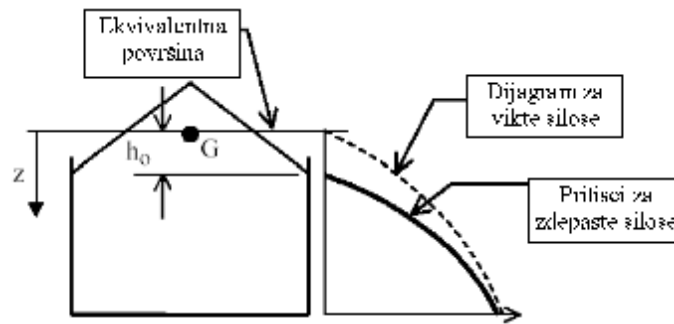
2.1 Simetrična opterećenja po visini silosa

Veličine horizontalnih pritisaka na zidove pri punjenju p_{nf} , opterećenja od trenja na zidovima p_{wf} i vertikalnih pritisaka p_{vf} na posmatranoj dubini uskladištene mase nakon punjenja ili pri stanju mirovanja se određuje na osnovu izraza datih u tabeli 5, prema teoriji Reimbert-ovih i Janssen-ovoj teoriji u formi koji odgovara EC 1-4. Na slici 4 je data šema proračuna opterećenja pri pražnjenju za različite klase i vitkosti silosa. Zdepasti i umereno vitki silosi se sračunavaju prema teoriji Reimbert-ovih, a vrlo vitki silosi prema teoriji Janssen-a. U ovim izrazima sa A i U su označene površina i unutrašnji obim poprečnog preseka silosne ćelije, respektivno. Geometrijske veličine se mogu sagledati na slikama 1, 2 i 3. Dubina z odgovara dubini ispod ekvivalentne površine zrnastog materijala (nivo ove površine odgovara nivou izravunate kupe nasutog materijala u ćeliji).

Faktori povećanja simetričnih opterećenja pri pražnjenju, C_h i C_w , prikazani su u okviru slike 4, a njihove vrednosti zavise od klase i vitkosti silosa. Kod silosa proračunske klase 1, povećane vrednosti ovih koeficijenta treba da obuhvate i uticaje od nesimetričnih opterećenja pri pražnjenju silosa, kako se kod ove klase taj proračun isključuje iz analize. Kod srednje vitkih i vitkih silosa kod faktora povećanja C_h i C_w , uvodi se uticaj ekscentričnosti uskladištene mase, koja se uzima kao veća vrednost između ekscentriciteta pri punjenju e_f i ekscentriciteta pri pražnjenju e_o (e_f i e_o su prikazani na slici 1).



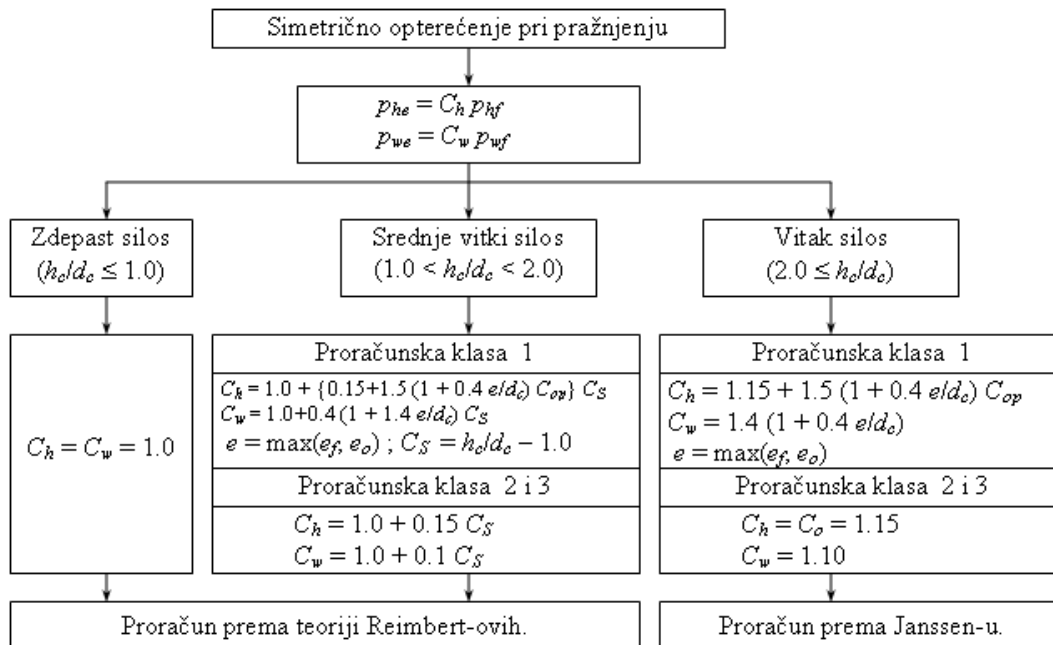
Slika 2. Simetrični horiz. pritisci pri punjenju na vertikalne zidove vitkih silosa.



Slika 3. Horizontalni pritisci kod zdepastih i srednje vitkih silosa

Tabela 5. Izrazi za određivanje simetričnog opterećenja na zidove ćelije pri punjenju.

Izrazi za opterećenje prema Reimbert-ovima:	Izrazi prema Janssen-u:
$p_{kf}(z) = p_{ho} Y_R(z)$	$p_{kf}(z) = p_{ho} Y_J(z)$
$p_{wf}(z) = \mu p_{kf}(z) = \mu p_{ho} Y_R(z)$	$p_{wf}(z) = \mu p_{kf}(z)$
$p_{\psi}(z) = \gamma z_V$	$p_{\psi}(z) = \frac{p_{kf}(z)}{K} = \frac{p_{ho}}{K} Y_J(z)$
$p_{ho} = \gamma K z_o = \gamma \frac{1}{\mu} \frac{A}{U}$	$p_{ho} = \gamma K z_o$
$z_o = \frac{1}{K \mu} \frac{A}{U}$	$z_o = \frac{1}{K \mu} \frac{A}{U}$
$Y_R(z) = \left(1 - \left\{ \left(\frac{z - h_o}{z_o - h_o} \right) + 1 \right\}^n \right)$	$Y_J(z) = 1 - e^{-z/z_o}$
$z_V = h_o - \frac{1}{(n+1)} \left(z_o - h_o - \frac{(z + z_o - 2 h_o)^{n+1}}{(z - h_o)^n} \right)$ $n = -(1 + \tan \phi_r)(1 - h_o / z_o)$ $h_o = r \tan \phi_r / 3 \text{ za kružnu ćeliju poluprečnika } r$ $h_o = d_o \tan \phi_r / 4 \text{ za pravougaonu ćeliju}$	



Slika 4. Šema proračuna simetričnog opterećenja na vertikalni zid silosa pri pražnjenju

2.2 Nesimetrična opterećenja na vertikalne zidove silosa (*patch load*)

Nesimetrična opterećenja na vertikalne zidove silosa sa malim ekscentricitetom pri punjenju i pražnjenju materijala se predstavljaju sa **lokalnim opterećenjem** (*patch load*), slika 5. Ova opterećenja se predstavljaju u obliku lokalnog horizontalnog opterećenja p_h na unutrašnjoj površini zidova silosa. Antimetrično opterećenje, prikazano na slici 5(a), se primenjuje kod tankozidnih ćelija (čelični silosi), a opterećenje na slici 5(b) kod drugih tipova silosa (betonski silosi). Opterećenje na slici 5(b) je slobodno opterećenje koje može biti na bilo kojoj poziciji po visini i obimu vertikalnog zida silosa. Ova opterećenja su istog oblika i za stanje punjenja i za stanje pražnjenja silosa. Lokalno opterećenje deluje na dužini s koja iznosi $0.2 d_c$. Na slici 5 su prikazana **lokalna opterećenja pri punjenju silosa** (sadrže indeks f), a ista slika odgovara i za **lokalna opterećenja pri pražnjenju** (samo se indeks f zamenjuje sa indeksom e kod opterećenja na slici 5).

Za silose *proračunske klase 1*, nesimetrična opterećenja se uvode kroz povećanje simetričnog opterećenja sa faktorom povećanja C . Kod silosa *proračunske klase 2*, nesimetrična opterećenja se mogu alternativno predstaviti sa uvećanim simetričnim opterećenjem sa povećanjem koje zavisi od veličine lokalnog nesimetričnog opterećenja.

Lokalno opterećenje pri punjenju silosa, oblika prema slici 5, predstavlja slučajno asimetrično dodatno opterećenje koje je povezano sa ekscentricitetom i imperfekcijama pri punjenju i pražnjenju silosne ćelije. Ovo opterećenje je predmet analize kod silosa

proračunske klase 2 i 3, a kod silosa *proračunske klase 1*, ovaj oblik opterećenja silosa se ne razmatra.

Veličina ovog opterećenja pri punjenju p_{pf} se određuje prema maksimalnom ekscentricitetu vrha nasipne kupe materijala pri punjenju ćelije, koji je označen sa e_f , a kod pražnjenja silosa opterećenje p_{pe} zavisi i od ekscentričnosti otvora za pražnjenje e_o (slika 1b).

Referentna vrednost lokalnog opterećenja pri punjenju, odnosno pražnjenju, p_{pf} tj. p_{pe} , se uzima u proračunima u obliku:

$$p_{pf} = C_{pf} p_{hf} \quad \text{i} \quad p_{pe} = C_{pe} p_{he} \quad (1)$$

$$C_{pf} = 0.21 \cdot C_{op} \cdot [1 + 8 \cdot (e_f/d_c)^2] \cdot (1 - e^{-1.5 \frac{h_c - d_c}{d_c}}) \geq 0 \quad (2-f)$$

$$C_{pe} = 0.42 \cdot C_{op} \cdot [1 + 8 \cdot (e_o/d_c)^2] \cdot (1 - e^{-1.5 \frac{h_c - d_c}{d_c}}) \geq 0 \quad (2-e)$$

gde je:

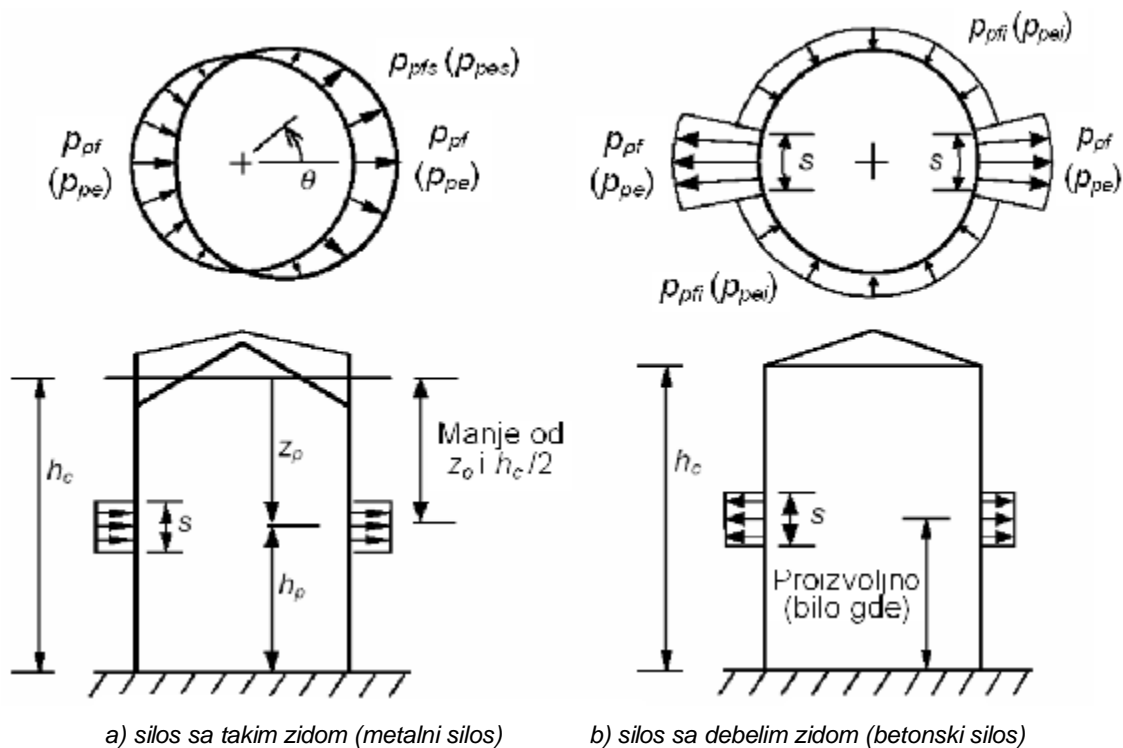
$$e = \max(e_f, e_o)$$

e_f maksimalni ekscentricitet površine nasipne kupe tokom punjenja ćelije (slika 1b);

e_o ekscentricitet centra ispusta – otvora za pražnjenje (slika 1b);

p_{hf} i p_{he} lokalna vrednost bočnog pritiska pri punjenju, tj. pražnjenju, (jedn.(1)) na visini na kojoj se nanosi lokalno opterećenje;

C_{op} referentni faktor materijala za lokalno opterećenje (u tabeli 3, a u EC 1-4 dato u tabeli E1 u aneksu E).



Slika 5. Lokalno opterećenje vertikalnog zida silosa - bočni izgled i izgled u osnovi (*patch load*). Lokalno opterećenje pri punjenju (indeks p) i pri pražnjenju (indeks e) silosa.

Potrebno je napomenuti da se kod pražnjenja silosa sa relativno velikim ekscentricitetom otvora za pražnjenje, pored ove analize lokalnog opterećenja, koristi i komplikovaniji slučaj nesimetričnog opterećenja koji se definiše kao poseban slučaj opterećenja pri analizi silosne konstrukcije. Prelaz na kompleksniju analizu asimetričnog opterećenja pri velikom ekscentričnom pražnjenju se posebno zahteva jedino kod *vitkih silosa proračunske klase 2 i 3*, i to ako je ispunjen (dovoljno) jedan uslov od sledeća dva uslova:

- ekscentricitet ispusta e_o prelazi kritičnu vrednost $e_{o,cr} = 0.25d_c$;
- maksimalni ekscentricitet pri punjenju e_f prelazi kritičnu vrednost $e_{f,cr} = 0.25d_c$ za silose vitkosti veće od granične vrednosti $(h_c/d_c)_{lim} = 4.0$.
- Visina zone na koju se nanosi lokalno opterećenje (slika 5) se uzima da iznosi:

$$s = p \, dc/16 @ 0.2 \, dc \quad (3)$$

Lokalno opterećenje se dosledno odnosi samo na normalni (bočni) pritisak uskladištenog materijala. Pri projektovanju se ne razmatra promena u opterećenja od trenja materijala uzrokovana promenom normalnog pritiska usled dodatnog lokalnog opterećenja. Oblik lokalnog opterećenja pri punjenju i pražnjenju zavisi od forme silosne konstrukcije. U EC 1-4 razmatraju se sledeće forme silosne konstrukcije za koje se daju detaljnija uputstva za određivanje lokalnog opterećenja:

- kružni silosi sa debelim zidovima, prema 2.2.1 (betonski silosi);
- kružni silosi sa tankim zidovima, prema 2.2.2 (metalni silosi);
- silosi koji nisu kružne osnove, prema 2.2.3.

2.2.1 Kružni silosi sa debelim zidovima (betonski silosi)

Za kružne silose sa relativno debelim zidovima (betonski silosi), referentna veličina – intenzitet lokalnog opterećenja pri punjenju i pražnjenju, p_{pf} i p_{pe} , se uzima da deluje prema spolja na dve suprotne kvadratne površine na zidu silosa sa dužinom strane s , prema izrazu (3) (horizontalna dužina s se lučno meri kod zakrivljene površine zida) (slika 5b).

Kao dopuna lokalnom opterećenju koje deluje prema spolja p_{pf} (tj. p_{pe}), preostali deo obima silosa, preko iste visine zida (slika 5b), treba izložiti delovanju lokalnog opterećenja p_{pfi} (tj. p_{pei}) prema unutra, sa intenzitetom prema sledećem izrazu:

$$p_{pfi} = p_{pf} / 7 \quad i \quad p_{pei} = p_{pe} / 7$$

Vrednost i opseg lokalnog opterećenja prema unutra p_{pfi} (tj. p_{pei}) su izabrani tako da prosečan pritisak po ukupnom obimu čelije na datom nivou lokalnog opterećenja ostaje nepromenjen.

Lokalno opterećenje pri punjenju i pražnjenju, se uzima da može da deluje na bilo kojem delu zida silosa. U nekim posebnim slučajevima uticaji od ovog opterećenja se mogu obuhvatiti nešto jednostavnijim postupkom. U vezi s tim, prema EC 1-4, kod (betonskih) silosa sa debelim zidovima *proračunske klase 2 (Reliability Class 2)* može se koristiti uprošćeni

postupak, koji se sastoji u sledećem: Za referentni najnepovoljniji raspored opterećenja se uzima da odgovara delovanju lokalnog opterećenja na sredini visine silosa i ovi rezultati se koriste za dalje određivanje aproksimativnih vrednosti rezultujućih napona po ukupnoj visini vertikalnog zida. Procentualno povećanje membranskih napona u zidu na referentnom nivou se uzima za skaliranje svih rezultujućih membranskih napona po vertikalnom zidu. Proračun rezultujućih napona od savijanja na nekom posmatranom nivou (visini) se može odrediti skaliranjem vrednosti na referentnom nivou lokalnog opterećenja sa odnosom pritiska pri punjenju na posmatranom nivou naspram pritiska pri punjenju na referentnom nivou od delovanja lokalnog opterećenja. Skaliranje sa odnosom $p_{hf}(z)/p_{hf}(z=h_c/2)$, ili sa $p_{he}(z)/p_{he}(z=h_c/2)$, daje iste vrednosti proračunskih napona zbog linearnog odnosa pritiska pri punjenju i pražnjenju (videti šemu datu na slici 4).

2.2.2 Tankozidni kružni silosi (metalni silosi)

Za tankozidne kružne silose ($d_c/t > 200$), lokalno opterećenje pri punjenju ili pražnjenju treba uzeti da deluje preko ukupne visine s , date sa izrazom (3), ali sa pružanjem od maksimalnog pritiska prema spolja na jednoj strani p_{pf} (tj. p_{pe}) do pritiska prema unutra p_{pf} (tj. p_{pe}) na drugoj strani silosnog zida (slika 5a). Promenu po obimu zida treba uzeti u obliku:

$$p_{pfs} = p_{pf} \cos q \quad i \quad p_{pes} = p_{pe} \cos q \quad (4)$$

gde je:

p_{pf} i p_{pe} lokalni pritisak prema spolja kod punjenja i pražnjenja, prema izrazu (1),
 q posmatrani ugao kao obimna koordinata (slika 5a).

Ukupna horizontalna sila F_{pf} (tj. F_{pe}) od lokalnog opterećenja pri punjenju ili pražnjenju kod tankozidnih kružnih silosa se određuje kao:

$$F_{pf} = \frac{p}{2} s d_c p_{pf} \quad i \quad F_{pe} = \frac{p}{2} s d_c p_{pe} \quad (5)$$

Kod zavarenih silosa *proračunske klase 2*, lokalno opterećenje se može uzeti da deluje na dubini z_p ispod ekvivalentne površine uskladištenog materijala, gde se za z_p uzima manja vrednost od sledeće dve:

$$z_p = z_o \quad i \quad z_p = 0.5 h_c \quad (6)$$

gde je h_c visina vertikalnog zidnog segmenta (slika 1a).

Kod metalnih silosa, koji su izvedeni sa zakivcima ili sa zavrtnejevima, *proračunske klase 2*, lokalno opterećenje treba razmatrati tako da može da deluje na bilo kojoj dubini po visini silosa. Pri tome, može se pojednostaviti proračun sa tim da se normalni pritisci od uskladištenog materijala na zidove silosa, uzimaju sa uniformnim procentualnim povećanjem po ukupnoj visini silosa (opisano kao *postupak zamenjujućeg povećanja pritiska*).

2.2.3 Silosi koji nisu kružne osnove

Za silose koji nisu kružne osnove, lokalno opterećenje pri punjenju ili pražnjenju koje reprezentuje nesimetrično opterećenje, može se predstaviti kao uvećano simetrično opterećenje. Lokalno opterećenje koje deluje prema spolja, deluje na bilo kojem nivou zida, a raspoređeno je po visini s (slika 5b), koja je date sa izrazom (3). Veličina jednakopodeljenog lokalnog opterećenja $p_{pf,u}$ (tj. $p_{pe,u}$) odgovara sledećim vrednostima:

$$p_{hf,u} = 0.36 p_{pf} \quad \text{i} \quad p_{he,u} = 0.36 p_{pe} \quad (7)$$

gde je p_{pf} (tj. p_{pe}) referentno lokalno opterećenje pri punjenju (tj. pražnjenju) prema (1), a odgovarajuća dimenzija d_c definisana na slici 1d.

Veličina i raspored jednakopodeljenog opterećenja $p_{hf,u}$ (tj. $p_{he,u}$) su izabrani tako da momenti savijanja proizvedeni kod pravougaonog silosa, aproksimativno odgovaraju momentima od delovanja lokalnog *patch* opterećenja p_{pf} (tj. p_{pe}) kada je ono postavljeno po sredini zida.

2.2.4 Zamena lokalnog opterećenja pri punjenju i pražnjenju sa uniformnim povećanjem pritiska

Za silose *proračunske klase 2*, uniformnim povećanjem simetričnog opterećenja može se zameniti dejstvo dodatnog lokalnog opterećenja sa kojim se uvode asimetrična opterećenja pri punjenju i pražnjenju silosa, a koje je opisano u prethodnom poglavlju 2.2.1.

Kod kružnih silosa, upotrebljava se sledeći postupak pod uslovom da su vertikalni zidovi ukrućeni u dnu i na vrhu, sa odgovarajućom nosećom konstrukcijom ili krutim prstenom.

Za silose sa debelim zidovima (betonski silosi), rezultujući ukupni simetrični horizontalni pritisci pri punjenju ($p_{hf,u}$) i pražnjenju ($p_{he,u}$) se mogu odrediti kao:

$$p_{hf,u} = p_{hf} (1 + V \cdot C_{pf}) \quad \text{i}$$

$$p_{he,u} = p_{he} (1 + V \cdot C_{pe}) \quad (8)$$

$$V = 0,5 + 0,01 (d_c / t) \geq 1.0 \quad (9)$$

gde su :

- p_{hf} i p_{he} horizontalni pritisci pri punjenju i pražnjenju prema Janssen-ovoj teoriji,
- C_{pf} i C_{pe} faktori lokalnog opterećenje pri punjenju i pražnjenju (2).

Za tankozidne kružne silose (metalni silosi), rezultujući ukupni simetrični horizontalni pritisci pri punjenju ($p_{hf,u}$) i pražnjenju ($p_{he,u}$), i rezultujuća opterećenja usled trenja materijala o zidove silosa pri punjenju ($p_{wf,u}$) i pražnjenju ($p_{we,u}$) silosa, se mogu odrediti kao:

$$p_{hf,u} = p_{hf} (1 + 0.5 \cdot C_{pf}) \quad \text{i}$$

$$p_{wf,u} = p_{wf} (1 + C_{pf}) \quad (10)$$

$$p_{he,u} = p_{he} (1 + 0.5 \cdot C_{pe}) \quad \text{i}$$

$$p_{we,u} = p_{we} (1 + C_{pe}) \quad (11)$$

gde su p_{wf} i p_{we} opterećenje od trenja materijala o zidove silosa pri punjenju i pražnjenju silosa, (tabela 5 - izrazi prema Janssen-u).

2.3 Opterećenja pri pražnjenju kružnih silosa sa velikim ekscentricitetom ispusta

Nesimetrična opterećenja na vertikalne zidove silosa pri pražnjenju kod silosa sa velikim ekscentricitetom ispusta – otvora za pražnjenje, predstavljaju se sa posebno definisanim nesimetričnom rasporedom horizontalnih pritisaka p_h i opterećenja od trenja p_w koji deluju po celoj visini čelije silosa. Prelaz na kompleksniju analizu asimetričnog opterećenja pri velikom ekscentričnom pražnjenju (isticanje ekscentričnim protočnim kanalom - *eccentric pipe flow channel*) se zahteva kod *vitkih* silosa *proračunske klase 2 i 3*, i to ako je ekscentricitet ispusta e_o veći od kritične vrednosti $e_{o,cr} = 0.25d_c$. Pored toga, za iste klase silosa, ovaj slučaj opterećenja treba analizirati i kod silosa sa velikim ekscentricitetom usipne mase, kada je maksimalni ekscentricitet pri punjenju e_f veći od kritične vrednosti $e_{f,cr} = 0.25d_c$ kod silosa sa vitkošću većom od granične vrednosti $(h_c/d_c)_{lim} = 4.0$. I kod ovih silosa se može javiti isticanje ekscentričnim protočnim kanalom, što ima za posledicu uvođenje ovde analiziranog posebnog slučaja nesimetričnog opterećenja. U ovim slučajevima, navedeno nesimetrično opterećenje se za silose *proračunske klase 2 i 3* razmatra na odgovarajući način kao poseban slučaj opterećenja, pored uobičajenog slučaja analize simetričnog fiksnog i dodatnog lokalnog slobodnog opterećenja pri pražnjenju silosa.

Pri analizi silosa *proračunske klase 2*, dozvoljen je uprošćeni postupak određivanja ovog opterećenja, u odnosu na postupak proračuna pri analizi silosa *proračunske klase 3*.

2.3.1 Metoda za silose proračunske klase 2

Kod ovog slučaja proračunskog opterećenja potrebno je odrediti geometriju protočnog kanala (*flow channel geometry*), a potom opterećenja na zidove silosa (slike 6 i 7). Geometrija protočnog kanala za silose *proračunske klase 2*, sračunava se samo za jednu dimenziju protočnog kanala u kontaktu sa zidom silosa, koja se određuje sa uglom $q_c = 45^\circ$ (prema slici 7).

Pritisci na vertikalnim zidovima pri ekscentričnom pražnjenju se određuju na sledeći način. U zoni protoka materijala (slika 7) horizontalni pritisci na zid silosa su:

$$p_{hce} = 0 \quad (12)$$

Horizontalni pritisci na dubini z na vertikalnom zidu u zoni statičnog materijala i opterećenje od trenja o zidove na dubini z (po obimu zida izvan zone protočnog kanala, slika 7), određuju se prema sledećim izrazima u odnosu na p_{hf} (pritisk pri punjenju silosa) i p_{wf} (opterećenje od trenja o zidove pri punjenju silosa):

$$p_{hse} = p_{hf} \quad \text{i} \quad p_{hae} = 2 p_{hf} \quad (13)$$

$$P_{wse} = P_{wfs} \quad \text{and} \quad P_{wae} = 2 P_{wfs} \quad (14)$$

Ovaj uprošćena metoda se zasniva na analizi modela tzv. praznog "pacovskog" kanala, i daje konzervativne uticaje. Prikazana metoda se može zameniti složenijom metodom koja odgovara primeni kod silosa *proračunske klase 3*.

2.3.2 Metoda za silose proračunske klase 3

Geometrija protočnog kanala i njegova lokacija se određuje na osnovu geometrije silosa, položaja materijala pri pražnjenju (*discharge arrangements*) i svojstava uskladištenog materijala. Kada položaj materijala pri pražnjenju sledi protočni kanal sa poznatom geometrijom i lokacijom, koriste se odgovarajuće vrednosti parametara protočnog kanala. U slučaju da se protočni kanal ne može direktno odrediti sa položajem materijala pri pražnjenju, potrebno je uzeti u proračun najmanje tri vrednosti za poluprečnik protočnog kanala r_c , u odnosu na poluprečnik r kružne ćelije silosa ($r = d_c/2$), kako bi se obuhvatile moguće varijacije dimenzije

protočnog kanala u toku vremena. Ove tri vrednosti se uzimaju kao sledeće preporučene vrednosti:

$$r_c = 0.25 r ; \quad r_c = 0.40 r ; \quad \text{and} \quad r_c = 0.60 r \quad (15)$$

Ekscentricitet protočnog kanala e_c (slika 7) se određuje na osnovu izraza:

$$e_c = r \{h(1-G) + (1-h)\sqrt{1-G}\} \quad (16)$$

gde su:

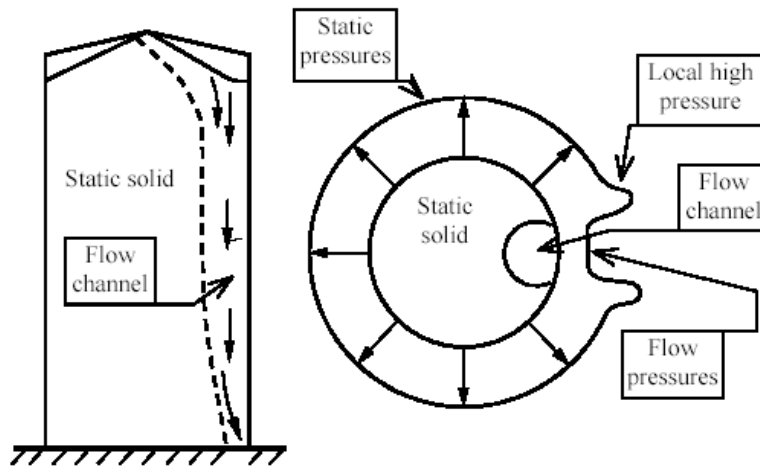
$$G = \frac{r_c}{r} \quad (17)$$

$$h = \frac{m_m}{\tan f_{im}} \quad (18)$$

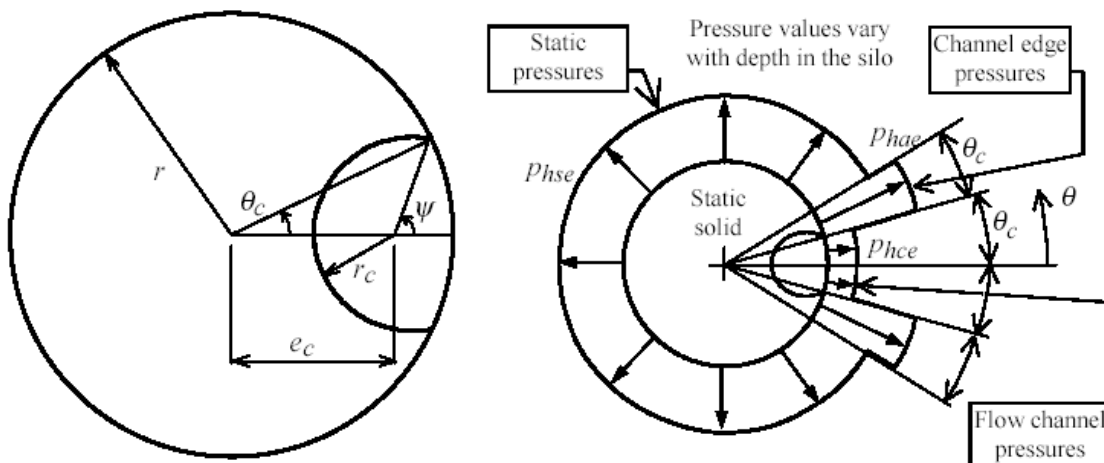
m_m srednja vrednost koeficijenta trenja za vertikalni zid,

f_{im} srednja vrednost ugla unutrašnjeg trenja uskladištenog materijala,

r_c proračunski poluprečnik (radius) protočnog kanala, vrednosti prema (15).



Slika 6. Ekscentrično pražnjenje sa protočnim kanalom i raspodelom opterećenja u poprečnom preseku.



Slika 7. Geometrija protočnog kanala i raspodela horizontalnih pritisaka kod kružne ćelije silosa.

Lučna dužina zida u kontaktu sa protočnim kanalom, određuje se kao dužina koja se obuhvata na zidu sa uglom $q = \pm q_c$, a koji se određuje primenom izraza:

$$\cos q_c = \frac{r^2 + e_c^2 - r_c^2}{2 r e_c} \quad (19)$$

Lučna dužina zida u kontaktu sa protočnim kanalom, U_{wc} , iznosi:

$$U_{wc} = 2 q_c r \quad (20)$$

Lučna dužina kontakta protočnog kanala i okolnog statičnog dela materijala van protočnog kanala, U_{sc} , iznosi:

$$U_{sc} = 2 r_c (p - y) \quad (21)$$

Ugao ψ se određuje na osnovu izraza:

$$\sin y = \frac{r_c}{r} \sin q_c \quad (22)$$

Površina poprečnog preseka protočnog kanala se određuje sa izrazom:

$$A_c = (p - y) r_c^2 + q_c r^2 - r r_c \sin (y - q_c) \quad (23)$$

U prethodnim izrazima, uglovi q_c i y se unose u izraze u radijanima.

Pritisaci na vertikalne zidove u zoni protoka materijala (slika 7) zavise od udaljenosti z od ekvivalentne površine uskladištenog materijala, i određuju se na osnovu izraza:

$$p_{hce} = p_{hco} (1 - e^{-z/z_{oc}}) \quad (24)$$

a opterećenje od trenja materijala o zid na nivou z prema izrazu:

$$p_{wce} = m p_{hce} = m p_{hco} (1 - e^{-z/z_{oc}}) \quad (25)$$

pri čemu je:

$$p_{hco} = g K z_{oc} \quad (26)$$

$$z_{oc} = \frac{1}{K} \left(\frac{A_c}{U_{wc} m + U_{sc} \tan f_i} \right) \quad (27)$$

gde je:

m koeficijent trenja za vertikalni zid,

K odnos bočnog pritiska za dati materijal.

Pritisaci na dubini z , na vertikalnom delu zida dalje od protočnog kanala, kao i opterećenje od trenja materijala o zid na nivou z , u zoni gde uskladišteni materijal ostaje statičan (slika 7) treba uzeti kao odgovarajuće vrednosti ovih opterećenja pri punjenju silosa:

$$p_{hse} = p_{hf} \quad i \quad p_{wse} = p_{wf} \quad (28)$$

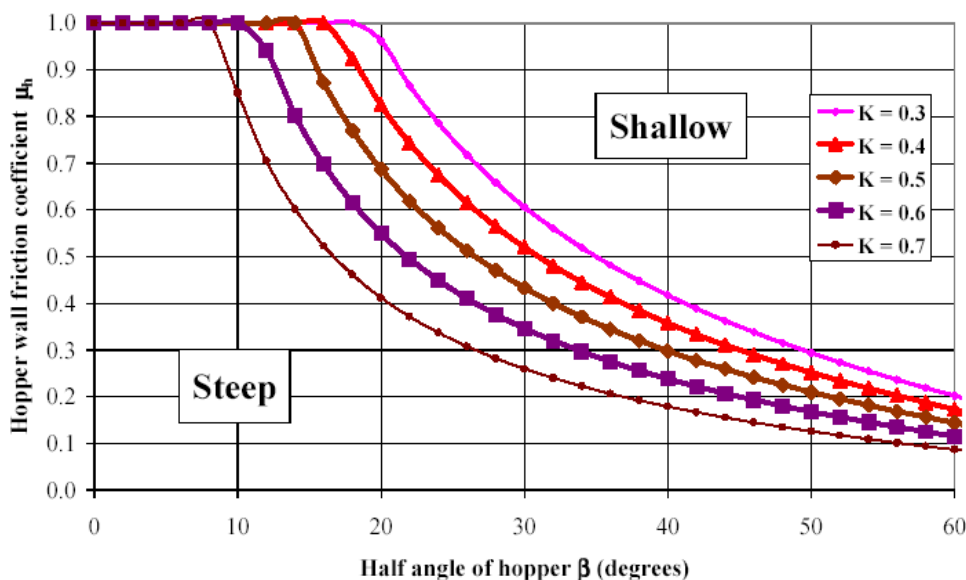
Povećani pritisak p_{hae} se ističe na delovima vertikalnog zida u zoni statičkog materijala koja blisko priležu uz zonu isticanja materijala protočnim kanalom (slika 7). Horizontalni pritisak p_{hae} , i opterećenje trenjem p_{wae} se menjaju saglasno promeni dubine z , i uzimaju se u obliku izraza:

$$p_{hae} = 2 p_{hf} - p_{hce} \quad i \quad p_{wae} = m p_{hae} \quad (29)$$

3 OPTEREĆENJE LEVKOVA I DNA SILOSA

3.1 Tipovi silosnih levkova i osnove proračuna

Razmatraju se opterećenja za sledeće tipove silosnih levkova: ravna dna (*flat bottoms*), strmi levkovi (*steep hoppers*) i plitki levkovi (*shallow hoppers*).



Slika 8. Granice između strmih (*steep*) i plitkih (*shallow*) levkova.

Opterećenja na zidove levkova¹ se određuju u zavisnosti od strmosti levka, koje su definisane sledećim klasama:

- ravna dna su dna sa uglom nagiba, a , u odnosu na horizontalu manjim od 5° ,
- strmi levkovi su levkovi koji nisu klasifikovani kao ravna dna i plitki levkovi,
- plitki levkovi su levkovi kod kojih je zadovoljen sledeći kriterijum (slike 8 i 9):

$$\tan b < \frac{(1-K)}{2 m_h} \quad (30)$$

gde je :

K donja karakteristična vrednost odnosa bočnog pritiska za vertikalni zid,

b polovina centralnog ugla levka ($=90^\circ - a$),

m_h donja karakteristična vrednost koeficijenta trenja o levak.

Srednji vertikalni pritisak na tranziciji između vertikalnog zida i levka ili silosnog dna se određuje primenom izraza:

$$p_{vft} = C_b p_{vf} \quad (31)$$

gde je:

p_{vf} vertikalni pritisak pri punjenju silosa prema odgovarajućem izrazu u tabeli 5 saglasno sa primenjenom teorijom proračuna, za nivo $z = h_c$, pri čemu se koriste karakteristične vrednosti materijala koje proizvode računski maksimalno opterećenje u levku,

C_b faktor uvećanja opterećenja dna.

Za silose *proračunske klase 2 i 3*, uzima se vrednost $C_b = 1.0$, a za silose *proračunske klase 1*, uzima se $C_b = 1.3$. U slučajevima da uskladišteni materijal može proizvesti uslove koji odgovaraju uslovima dinamičkog opterećenja, uzima se $C_b = 1.2$ za silose *proračunske klase 2 i 3*, odnosno $C_b = 1.6$ za silose *proračunske klase 1*.

Uslovi za pojavu dinamičkog opterećenja se mogu pojaviti kod materijala sa većom kohezijom ili materijala kod kojeg se javlja fizičko povezivanje materijala (npr. kod skladištenja cementnog klinkera).

Za sve uslove u levku, prosečan vertikalni napon u uskladištenom materijalu na visini x iznad temena levka (slika 9) se određuje na osnovu izraza:

$$p_v = \left(\frac{g h_h}{n-1} \right) \left\{ \left(\frac{x}{h_h} \right) - \left(\frac{x}{h_h} \right)^n \right\} + p_{vft} \left(\frac{x}{h_h} \right)^n \quad (32)$$

pri čemu je:

$$n = S (F m_{heff} \cot b + F) - 2 \quad (33)$$

$S = 2$

za konusne i piramidalne levkove,

$S = 1$

za linijske levkove sa vertikalnim krilnim zidovima,

$S = (1 + b/a)$ za levkove sa pravougaonom osnovom,

gde je:

g gornja karakteristična vrednost zapreminske težine uskladištenog materijala,

h_h visina između temena levka i nivoa tranzicije,

x vertikalna koordinata od temena levka naviše,

m_{heff} koeficijent efektivnog ili mobilisanog trenja o levak koji zavisi od tipa levka,

S koeficijent oblika levka,

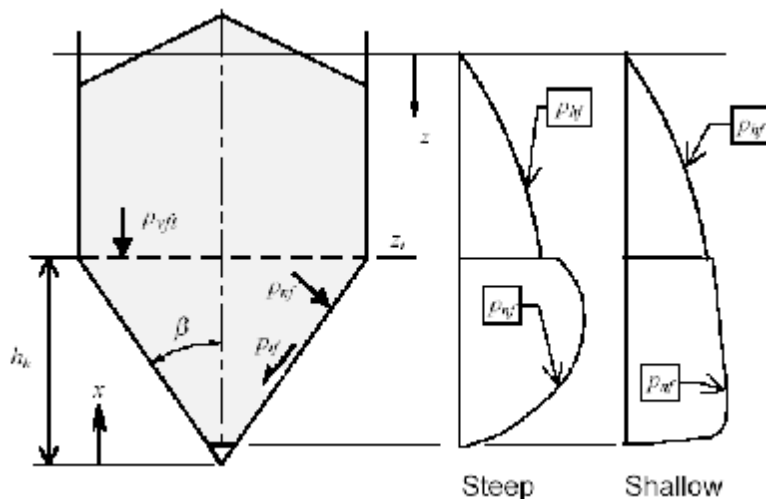
F karakteristična vrednost odnosa pritiska na levku,

b polovina centralnog ugla levka ($=90^\circ - a$), ili ugao najvećeg nagiba kod piramidalnih levkova kvadratne ili pravougaone osnove,

p_{vft} prosečni vertikalni napon u uskladištenom materijalu u nivou tranzicije pri punjenju,

a dužina kod levka pravougaone osnove (slika 1d),

b širina kod levka pravougaone osnove (slika 1d).



Slika 9. Raspodela pritiska pri punjenju silosa sa strmim (steep) i plitkim (shallow) levko

¹ Opšta napomena: U daljim delu teksta o opterećenju levkova, kod proračunskih izraza u novoj verziji EC 1-4, treba obratiti pažnju na to da se koristi novija notacija kod trigonometrijskih funkcija u obliku funkcija na stepen (-1), što odgovara inverznoj funkciji, npr. $\sin^{-1} = \arcsin$, ili $\tan^{-1} = \arctan$.

Određivanje vrednosti odnosa pritiska na levku F se uzima u odgovarajućem uobliku u zavisnosti od tipa levka, kao i toga da li se posmatra stanje punjenja ili stanje pražnjenja silosa.

3.2 Ravno dno

Vertikalni pritisci na ravno dno silosa (nagib $a \leq 5^\circ$) se mogu uzeti kao uniformno opterećenje kod vitkih silosa. Ovo nije slučaj kod zdepastih i srednje vitkih silosa (za ove silose pritisci se određuju po posebnoj proceduri). Vertikalni pritisak kod vitkih silosa na ravno dno iznosi:

$$p_v = p_{vit} \quad (34)$$

gde je p_{vit} određen prema izrazu (31). Vertikalni pritisak koji deluje na ravno dno u toku pražnjenja silosa se uzima da odgovara vertikalnom pritisku na kraju punjenja silosa (pun silos).

3.3 Strmi levkovi

Pri određivanju vertikalnog opterećenja primenom izraza (32) i (33) za slučajeve punjenja i pražnjenja silosa sa strmim levkom, za koeficijent efektivnog trenja se uzima vrednost:

$$m_{heff} = m_h \quad (35)$$

gde je m_h donja karakteristična vrednost koeficijenta trenja o levak.

3.3.1 Opterećenja pri punjenju

Za određivanja vertikalnog opterećenja primenom izraza (32) i (33) za stanje punjenja silosa sa strmim levkom, koristi se parametar F prema sledećem izrazu:

$$F_f = 1 - \frac{b}{1 + \frac{\tan b}{m_h}} \quad (36)$$

Parametar n u jednačini (32) se uzima u obliku:

$$n = S(1-b) m_h \cot b \quad (37)$$

gde je b označen empirijski koeficijent, a koji se uzima da iznosi $b = 0.2$.

Normalni pritisak i opterećenje od trenja u posmatranoj tački strmog levka nakon punjenja silosa (slika 9) se određuju na osnovu izraza:

$$p_{nf} = F_f p_v \quad i \quad p_{tf} = m_h F_f p_v \quad (38)$$

gde je F_f dato sa izrazom (36).

3.3.2 Opterećenja pri pražnjenju

Pri pražnjenju silosa sa strmim levkom, pri primeni izraza (32) i (33), koristi se parametar F prema sledećem izrazu:

$$F_e = \frac{1 + \sin f_i \cos e}{1 - \sin f_i \cos(2b + e)} \quad (39)$$

kod kojeg je:

$$e = f_{wh} + \sin^{-1} \left\{ \frac{\sin f_{wh}}{\sin f_i} \right\} \quad (40)$$

$$f_{wh} = \tan^{-1} m_h \quad (41)$$

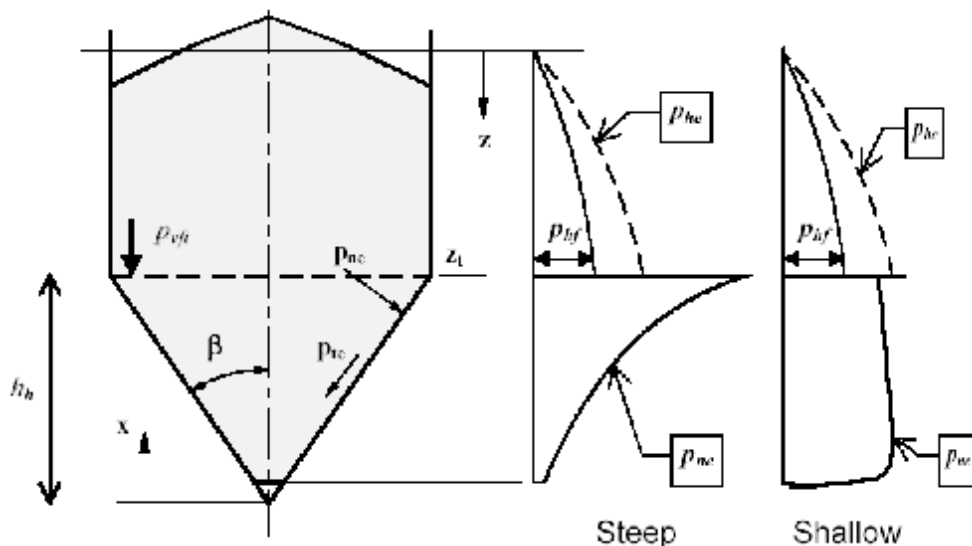
gde je m_h donja karakteristična vrednost koeficijenta trenja o levak, a f_i ugao unutrašnjeg trenja uskladištenog materijala.

Izraz za F_e (39), zasnovan je na uprošćenoj teoriji Walker-a za pritiske na levak pri pražnjenju silosa, koja je data u ref. [10] i [11]. Alternativni izraz za F_e , u ovom slučaju, može se uzeti prema Enstad-u sa primenom izraza (54), prema kompleksnijoj teoriji objavljenoj u ref. [12] i [13].

Normalni pritisak i opterećenje od trenja u posmatranoj tački strmog levka pri pražnjenju silosa (slika 10) se određuju na osnovu izraza:

$$p_{ne} = F_e p_v \quad i \quad p_{te} = m_h F_e p_v \quad (42)$$

gde je F_e dato sa izrazom (39).



Slika 10. Raspodela pritisaka pri pražnjenju silosa sa strmim (steep) i plitkim (shallow) levkom.

3.4 Plitki levkovi

Kod izraza (32) i (33), koeficijent efektivnog trenja, za slučajeve punjenja i pražnjenja silosa sa plitkim levkovima, se uzima u obliku:

$$m_{heff} = \frac{(1-K)}{2 \tan b} \quad (43)$$

gde je K karakteristična vrednost odnosa bočnog pritiska za vertikalni deo, izabran za određivanje maksimalnog opterećenja u levku (tabela 4), a b je polovina centralnog ugla levka.

3.4.1 Opterećenje pri punjenju

Pri određivanju vertikalnog opterećenja primenom izraza (32) i (33) za stanje punjenja silosa sa plitkim levkom, koristi se parametar F prema sledećem izrazu:

$$F_f = 1 - \frac{b}{1 + \frac{m_{heff}}{\tan b}} \quad (44)$$

Parametar n u jednačini (32) se uzima u obliku:

$$n = S (1-b) m_{heff} \cot b \quad (45)$$

gde je b empirijski koeficijent, $b = 0.2$.

Normalni pritisak i opterećenje od trenja u posmatranoj tački plitkog levka nakon punjenja silosa (slika 9) se određuju na osnovu izraza:

$$p_{nf} = F_f p_v \quad i \quad p_{tf} = m_{heff} F_f p_v \quad (46)$$

gde je F_f dato sa izrazom (46).

3.4.2 Opterećenje pri pražnjenju

Kod plitkih levkova pri pražnjenju silosa (slika 10), veličine normalnog pritiska i opterećenja od trenja se mogu uzeti da su indentični ovim vrednostima pri punjenju silosa (46).

3.5 Određivanje tipa protoka materijala u silosu

Ovaj deo se sadrži u aneksu F u EC 1-4 [1], koji se odnosi na određivanje tipa protoka materijala u silosu, i koji se definišu kao **protok masom** i **protok jezgrom** (*mass flow and funnel flow*). Tačno određivanje tipa protoka materijala u silosu je van okvira predmetnog standarda.

Na slici 11, prikazani su dijagrami na osnovu kojih projektant konstrukcije silosa može odrediti da li projektovani silos, sa konusnim ili linijskim levkom, u okviru postavljenih parametara, ima svojstva koja odgovaraju određenom tipu protoka materijala. Informacija o tipu protoka materijala je potrebna pri upotrebi alternativnih metoda za određivanje opterećenja na levak silosa. U međuzoni - između graničnih linija na slici 11, oblik protoka materijala zavisi od parametara koji nisu uključeni pri projektovanju silosa prema EC 1-4.

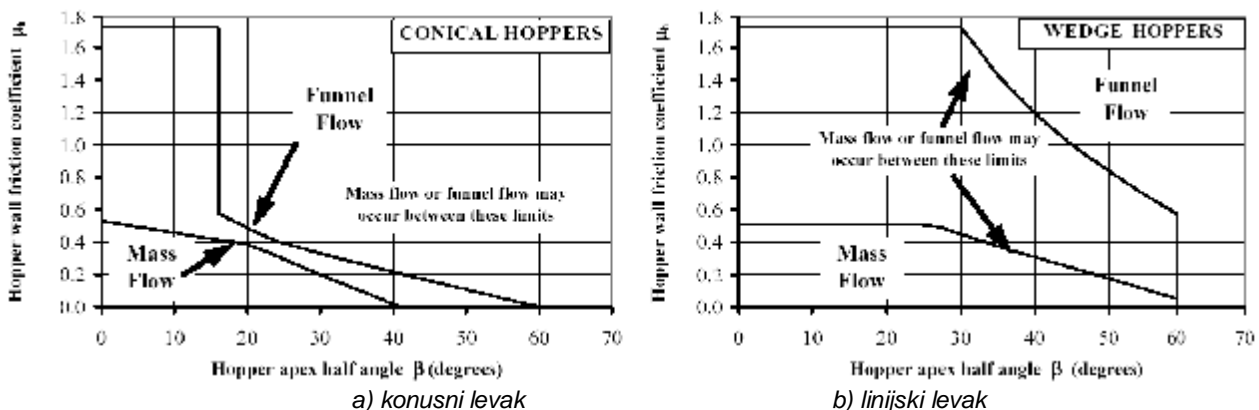
Preko ovih dijagrama određuje se tip protoka, odnosno da li je u pitanju *protok masom* (što je od interesa za primenu kod alternativne metode proračuna levka).

3.6 Alternativne metode za određivanje opterećenja u levkovima

U okviru aneksa H u EC 1-4, date su dve alternativne metode za određivanje opterećenja u levkovima. Prva metoda se koristi za definisanje opterećenje pri punjenju i pri pražnjenju. Napominje se da opterećenje po ovoj metodi ne zadovoljava uslov integracije opterećenja naspram težine uskladištenog materijala, tako da ovu metodu treba koristiti uz dužnu opreznost. Druga metoda je alternativa pri određivanju opterećenja pri pražnjenju materijala u strmim levkovima.

3.6.1 Alternativni postupak za određivanje opterećenja u levku pri punjenju i pražnjenju

Koeficijent povećanja opterećenja dna silosa C_b , uzima se da iznosi $C_b = 1.3$, a u slučaju da uskladišteni materijal može proizvesti uslove koji odgovaraju uslovima dinamičkog opterećenja uzima se $C_b = 1.6$.



Slika 11. Uslovi pojave protoka masom i protoka jezgrom kod konusnih i linijskih levkova (prema verziji EC 1-4 iz 2003. god.).

Vertikalno opterećenje pri punjenju kod ravnog i približno ravnog dna silosa (ugao nagiba dna $a \leq 20^\circ$) sračunava se prema izrazu:

$$p_{vf} = C_b p_v \quad (47)$$

Normalni pritisci p_n na zid levka pri punjenju, pri uglu nagiba levka u odnosu na horizontalnu ravan veći od 20° , se sračunavaju prema sledećem izrazu:

$$p_n = p_{n3} + p_{n2} + (p_{n1} - p_{n2}) \frac{x}{l_h} \quad (48)$$

$$p_{n1} = p_{v0} (C_b \sin^2 b + \cos^2 b) \quad (49)$$

$$p_{n2} = p_{v0} C_b \sin^2 b \quad (50)$$

$$p_{n3} = 3,0 \frac{A g K_s}{U \sqrt{m}} \cos^2 b \quad (51)$$

gde je:

- b ugao nagiba levka prema vertikali (slika 12),
- x koordinata - dužina između 0 i l_h (slika 12),
- p_{n1} i p_{n2} pritisci na levak od materijala uskladištenog (u ćeliji) iznad nivoa tranzicije,
- p_{n3} pritisak na levak od materijala u samom levku,
- C_b koeficijent povećanja opterećenja,
- p_{v0} vertikalni pritisak u nivou tranzicije nakon punjenja silosa.

Napomena: U EC 1-4 su obrnuto date definicije kod pritisaka p_{n1} i p_{n2} , i p_{n3} , što predstavlja grešku koja se stalno ponavlja od prve verzije ovih normi.

Veličina opterećenja usled trenja p_t data je sa izrazom:

$$p_t = p_n m \quad (52)$$

gde je opterećenje p_n sračunato prema izrazu (48).

Pritisci pri pražnjenju na ravna i približno ravna silosna dna se uzimaju da odgovaraju pritiscima pri punjenju silosa.

Pritisci na levku pri pražnjenju silosa, u slučaju protoka jezgrom, se mogu uzeti da odgovaraju pritiscima pri punjenju silosa.

Kod isticanja materijala iz silosa ukupnom masom, tj. u slučaju protoka masom, uvodi se dodatni fiksni normalni pritisak p_s (kick load), na nagnutom gornjem delu levka, na kosom delu dužine $0,2d_c$, koji deluje po celom obimu levka, prema izrazu:

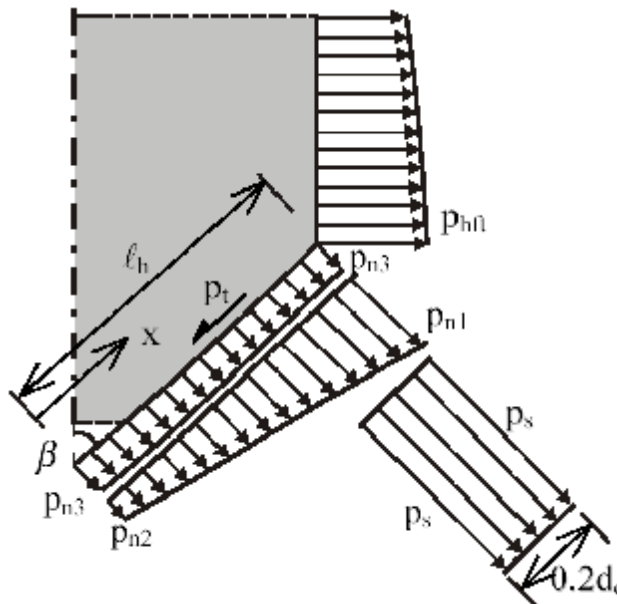
$$p_s = 2 K p_{vft} \quad (53)$$

gde je p_{vft} vertikalni pritisak u nivou tranzicije nakon punjenja silosa.

Gotovo isti postupak je dat u našem standardu JUS ISO 11697 od 1996 godine [5]; a ovaj postupak odgovara i odredbama ranijih normi za silose DIN 1055 deo 6 [7], gde je dodatno fiksno opterećenje p_s (kick load), bilo definisano na nešto drugačiji način - sa trougaonim opterećenjem na delu zida i levka u nivou tranzicije. U navedenim standardima JUS i DIN, ovde prikazani alternativni postupak za određivanje opterećenja u levku prema EC 1-4 [1], u principu predstavlja osnovni ili jedini postupak proračuna opterećenja na levak silosa. Isto tako u ranijoj verziji EC 1-4 [2 i 3], ovde prikazani alternativni postupak je bio jedini postupak proračuna uticaja u levku od delovanja uskladištenog materijala.

3.6.2 Alternativni izraz za odnos pritisaka na levkovima pri pražnjenju F_e

Pri pražnjenju silosa, prosečni vertikalni napon u uskladištenom materijalu na posmatranom nivou u strmom levku, može se odrediti koristeći alternativni oblik izraza za parametar F , koji se daje u sledećem obliku:



Slika 12. Alternativni oblik raspodele opterećenja na levku silosa

$$F_e = \frac{1}{1+m \cot b} \left[1+2 \left(1+\frac{\sin f_i \cos e \cdot \sin(e-d)}{1+\sin f_i \sin q} \right) \right] \quad (54)$$

pri čemu je:

$$e = b + \frac{1}{2} \left[f_{wh} + \sin^{-1} \left(\frac{\sin f_{wh}}{\sin f_i} \right) \right] \quad (55)$$

$$f_{wh} = \tan^{-1} m_h \quad (56)$$

gde je m_h donja karakteristična vrednost za koeficijent trenja u levku, a f_i je ugao unutrašnjeg trenja uskladištenog materijala.

Primena izraza (54) kod određivanja pritiska u levku, se zasniva na primeni Enstad-ove teorije, objavljene u ref. [12] i [13], koja je mnogo kompletnija od uprošćene teorije Walker-a, date u ref. [10] i [11], kod koje se koristi izraz za F_e u obliku (39).

4 LITERATURA

- [1] EN 1991-4: "Eurocode 1 –Action on structure -, Part 4: Silos and tanks", English Version, May 2006, CEN, 107. pp.
- [2] ENV 1991-4: "EUROCODE 1: Basis of Design and Actions on Structures, Part 4: Actions on Silos and Tanks", CEN/TC250/SC1, April 1993, 40 pp.
- [3] EVROKOD 1: "Osnove proračuna i dejstva na konstrukcije, Deo 4: Dejstva u silosima i rezervoarima", Prevod na srpski: GF Univerziteta u Beogradu, 1997., str. 66.
- [4] Tatomirović Milorad: "Proračun silosa prema Evrokodu 1 - deo 4". Deseti nacionalni i četvrti međunarodni naučni skup iNDiS 2006, Zbornik radova, Novi Sad, 22-24. novembar 2006., Univerzitet u Novom Sadu, Fakultet tehničkih nauka, Institut za građevinarstvo, Novi Sad, 2006., str. 219-226.

REZIME

OPTEREĆENJA U ČELIJAMA SILOSA OD USKLADIŠTENIH ZRNASTIH MATERIJALA

Milorad TATOMIROVIĆ

U radu se razmatraju opšti principi i dejstva pri projektovanju silosa za skladištenje zrnastih materijala prema EVROKODU 1 – deo 4 (EN 1991-4). Opterećenja na vertikalnim zidovima se sastoje od fiksnog opterećenja, tzv. simetričnog opterećenja, i slobodnog lokalnog opterećenja. Detaljna pravila za proračun opterećenja pri punjenju i pražnjenju ćelija su data u zavisnosti od vitkosti silosa i proračunske klase pouzdanosti. Nesimetrična opterećenja na vertikalnim zidovima usled većih ekscentriciteta pri punjenju i pražnjenju se predstavljaju sa asimetričnim raspodelama horizontalnih pritiska i opterećenja od trenja o zidove silosa.

Cljučne reči: silos, opterećenja, levak, punjenje, pražnjenje, zrnasti materijal.

- [5] JUS ISO 11697: "Osnove projektovanja građevinskih konstrukcija. Opterećenja rastresitim materijalima ". Jugoslovenski standard, Savezni zavod za standardizaciju, str.19, 1996.
- [6] TU 60: " Tehnička uputstva za proračun silosnih ćelija za žito". Dokumentacija za građevinarstvo i arhitekturu, GA-37, Sveska 17, Jun 1960, str. 9.
- [7] DIN 1055 Teil 6: "Lastannahmen für Bauten; Lasten in Silozellen" - DIN 1055 Teil 6; "Erläuterungen – Beiblatt 1 zu DIN 1055 Teil 6", Ausgabe Mai 1987.
- [8] Janssen H.A.: "Versuche über Getreidedruck in Silozellen". Zeitschr. d. Vereines deutscher Ingenieure, 39, No.35, 31. August 1895, 1895., s. 1045-1049.
- [9] Sperl Matthias: "Experiments on Corn Pressure in Silo Cells – Translation and Comment of Janssen's Paper from 1895". arXiv:cond-mat/0511618 v1, 24 Nov 2005., pp. 1-7. Granular Matter, Published online: 29 December 2005, Springer-Verlag, pp. 1-7.
- [10] Walker D.M., "An approximate theory for pressure and arching in hoppers", Chemical Engineering Science, Vol. 21., 1966., pp. 975-997.
- [11] Walker D.M.: "A basis for bunker design", Powder Technology, 1, 1967., pp. 228-236.
- [12] Enstad G.: "On the theory of arching in mass flow hoppers", Chemical Engineering Science, Vol. 30., 1975., pp. 1273-1283.
- [13] Enstad G.: "A note on the stresses and dome formation in axially symmetric mass flow hoppers", Chemical Engineering Science, Vol. 32., 1977., pp. 337-339.
- [14] Roberts A.W.: "Particle Technology – Reflections And Horizons: An Engineering Perspective". Trans IChemE, Vol. 76., Part A, October 1998, Institution of Chemical Engineers, pp. 775-796.
- [15] Nedderman R.M.: "Statics and kinematics of granular materials", Cambridge University Press, 1992. 352 pp.

SUMMARY

LOADS IN SILO CELLS DUE TO STORED PARTICULATE SOLIDS

Milorad TATOMIROVIĆ

The Paper provides general principles and actions for the structural design of silos for the storage of particulate solids according to the EUROCODE 1 – part 4 (EN 1991-4). The load on vertical walls is composed of a fixed load, called the symmetrical load, and a free load, called patch load. Detailed rules for the calculation of filling loads and discharge loads are given according to the slenderness of the silo and classes of reliability. Unsymmetrical loads on the vertical walls of silos with larger eccentricities of filling and discharge are represented by unsymmetrical distributions of the horizontal pressure and the wall friction traction.

Key words: silos, load, hopper, filling, discharge, particulate solid.

SAMOZBIJAJUĆI BETONI - REOLOŠKA SVOJSTVA I UPOTREBA U POGONIMA ZA PREFABRIKACIJU

Branko VUČKOVIĆ

PREGLEDNI RAD
UDK: 666.974.035.4 = 861

1 UVOD

Samozbijajući beton (Self-Compacting Concrete-SCC) je beton visokih performansi u svežem stanju. Nastao je u Japanu krajem 80-tih godina kao rezultat težnje japanskih konstruktera za poboljšanjem kvaliteta betona, gde je nedostatak ujednačenog i potpunog zbijanja identifikovan kao osnovni razlog odgovoran za loše performanse betonskih konstrukcija. Nepostojanje praktičnog načina za utvrđivanje potpunog zbijanja betona na gradilištu usmerio je fokus rešavanja ovog problema na eliminisanje potrebe za zbijanjem. To je dovelo da razvoja prvog praktičnog samozbijajućeg betona od strane istraživača (Okamura, Ozawa et al.) na Univerzitetu u Tokiju 1988 godine. Ovaj beton je nazvan beton visokih performansi (High Performance Concrete-HPC) i njegove karakteristike su tada opisane:

- 1) u svežem stanju: samougradljiv,
- 2) u ranoj starosti: bez inicijalnih defekata,
- 3) u očvrslom stanju: otporan na spoljašnje uticaje, odnosno trajan [1].

Da bi postigao punu zbijenost samozbijajući beton zahteva vibriranje pri ugradnji. Zbijanje (kompaktiranje) ovog betona u svakom uglu oplata, uključujući i nepristupačne delove, ostvaruje se samo pod uticajem sopstvene težine.

2 REOLOŠKA SVOJSTVA SAMOZBIJAJUĆIH BETONA

Samozbijajući betoni se odlikuju specijalnom ugradljivošću. Da bi betonska mešavina mogla u potpunosti da ispunji oplatu samo pod uticajem sopstvene težine, a pri tom zadrži svoju strukturu, mora da zadovolji tri ključne karakteristike:

- sposobnost ispunjavanja (filling ability) - sposobnost da u potpunosti ispunji oplatu samo pod uticajem sopstvene težine,
- sposobnost prolaska (passing ability) - sposobnost da savlada prepreke samo pod uticajem sopstvene težine i
- otpornost prema segregaciji (resistance to segregation) – zadržavanje homogenosti betona tokom i nakon ugradnje [2].

2.1 Reološka svojstva tradicionalnog vibriranog betona u svežem stanju

Sa reološke tačke gledišta, svež beton se može razmatrati kao elastoplastično-viskozno telo (sistem) i njegovo ponašanje se sa dovoljnom tačnošću može definisati izrazom:

$$t = t_m + h_m \times \frac{dg}{dt} \quad (1)$$

Ova relacija predstavlja matematički prikaz reološkog ponašanja Bingamovog tela (modela) gde je:

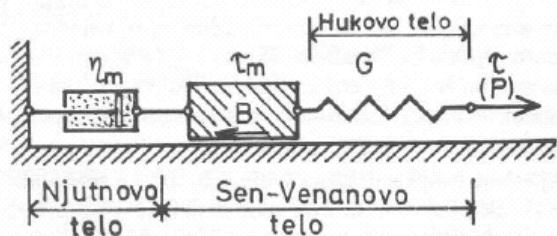
- τ - smičuće naprežanje
- τ_m - smičuće naprežanje na granici tečenja (granično smičuće naprežanje - strukturna čvrstoća)
- η_m - koeficijent plastične viskoznosti (plastična - granična viskoznost)

$$\frac{d\gamma}{dt} - \text{brzina smicanja}$$

Bingamov reološki model je zasnovan na pretpostavci da se betonska mešavina može tretirati kao jedinstveno fizičko telo. Pri opterećenju, to telo prvo trpi elastične deformacije do nivoa koji odgovara strukturnoj čvrstoći (τ_m), da bi posle tog nivoa počinjalo da teče kao svaka viskozna tečnost. Reološki model ovakvog materijala može da se definiše na način prikazan na slici 1. U okviru ovog modela prisutan je jedan elastični element (opruha sa elastičnom konstantom G u Pa), sila

Adresa autora:
Branko Vučković, dipl.inž.građ.
Lafarge BFC, Beočin, Trg Cementaša 1

trenja karakteriše granično smičuće naprezanje (τ_m u Pa), a klip koji se kreće u viskoznoj tečnosti izražava viskozni otpor smicanju (η_m -dinamička viskoznost u Pas) [3].



Slika 1. Reološki model svežeg betona – Bingamovo telo [4]

2.2 Reološke karakteristike samozbijajućeg betona u svežem stanju

I pored izraženih razlika u ponašanju betona u svežem stanju, sa reološke tačke samozbijajući beton takođe odgovara Bingamovom modelu. Granično smičuće naprezanje (τ_m) predstavlja energiju koja mora biti uneta da bi tečnost počela da teče dok viskoznost (η_m) određuje otpornost na deformacije pri tečenju [4]. Da bi se u potpunosti opisale reološke karakteristike betona potrebne su dve promenljive, granično smičuće naprezanje i viskoznost (slika 2).

Otpornost betona na segregaciju određena je strukturnom čvrstoćom (τ_m), što je ova vrednost veća to je manja tendencija betonske mešavine ka segregaciji, ali i njena deformabilnost je manja. Da bi postigli određeni stepen samougradljivosti (self-compactibility) vrednost strukturne čvrstoće (τ_m) mora da bude dovoljno niska, sa druge strane, da bi izbegli rizik od segregacije mora da bude i dovoljno visoka. Slično važi i za vrednost koeficijenta plastične viskoznosti (η_m), niži viskozitet svežem betonu obezbeđuje dobru pokretljivost (fluidnost) ali istovremeno povećava rizik od segregacije [4].

Bez obzira što je vrednost strukturne čvrstoće (τ_m) mnogo manja kod samozbijajućih betona u poređenju sa tradicionalnim vibriranim betonima, ovaj parametar i

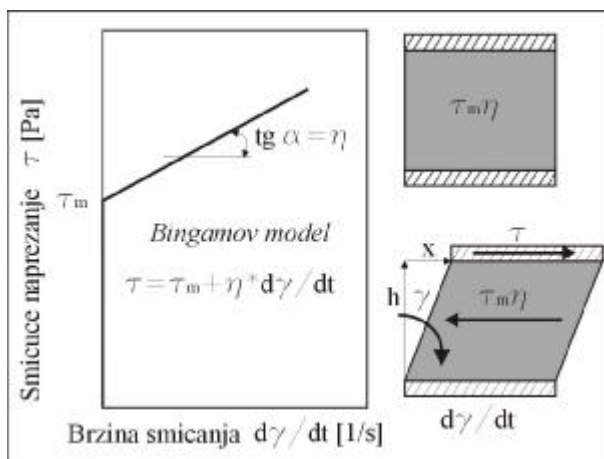
dalje igra značajnu ulogu. Samozbijajući betoni zahtevaju odgovarajuću kombinaciju strukturne čvrstoće (τ_m) i plastične viskoznosti (η_m). Preporučena kombinacija strukturne čvrstoće (τ_m) i plastične viskoznosti (η_m) od strane IBRI (The Icelandic Building Research Institute) data je na slici 3 (preporučene vrednosti se nalaze unutar označenog polja) [5].

Ako je vrednost plastične viskoznosti niska ($\eta_m \approx 40$ Pas) beton treba da poseduje značajnu strukturnu čvrstoću (τ_m) u cilju zadržavanja zahtevane otpornosti prema segregaciji. Sa druge strane, ako je beton viskoznan, sa vrednošću plastične oko 70 Pas ($\eta_m \approx 70$ Pas), strukturna čvrstoća (τ_m) treba da teži nuli ($\tau_m \approx 0$ Pa) da bi održali sposobnost ispunjavanja (filling ability) (slika 3). Na slici su prikazane najmanje potrebne vrednosti sleganja rasprostiranjem (slump flow) za različite vrednosti plastične viskoznosti (η_m) [5].

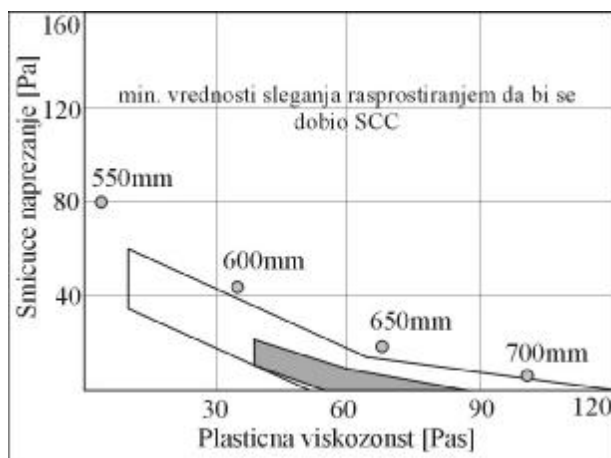
Ponašanje betonskih mešavina kroz vreme (30, 60, 90 i 120 minuta nakon dodavanja vode) prikazano je na slici 4. Mešavina F1, na slici, je mešavina sa smanjenom sposobnošću ispunjavanja i ima najveću strukturnu čvrstoću ($\tau_m \approx 100$ Pa), dok mešavina P1, takođe sa redukovanom sposobnošću ispunjavanja ima najveću plastičnu viskoznost ($\eta_m \approx 100$ Pas). Mešavine sa povećanom sposobnošću prolaska (C2 i C3) i redukovanom otpornošću na segregaciju (S1) imaju vrednost strukturne čvrstoće približno jednaku nuli ($\tau_m \approx 0$ Pa) i teže Njutnovom fluidu (slika 4) [5].

Reološke karakteristike betonske mešavine određene su karakteristikama cementne paste. Kod samozbijajućih betona cementna pasta je rastvor cementa i punioca, tj. sitnih čestica (prečnika $\leq 0,125$ mm), u vodi. U vodenom rastvoru čestice različitog hemijskog sastava dobijaju različito površinsko naelektrisanje. Suprotno naelektrisane čestice se međusobno privlače, tako da čestice teže aglomeraciji (slika 5). To karakteriše jako izražena strukturna čvrstoća (τ_m) koja raste sa brzinom smicanja ($\frac{d\gamma}{dt}$) i

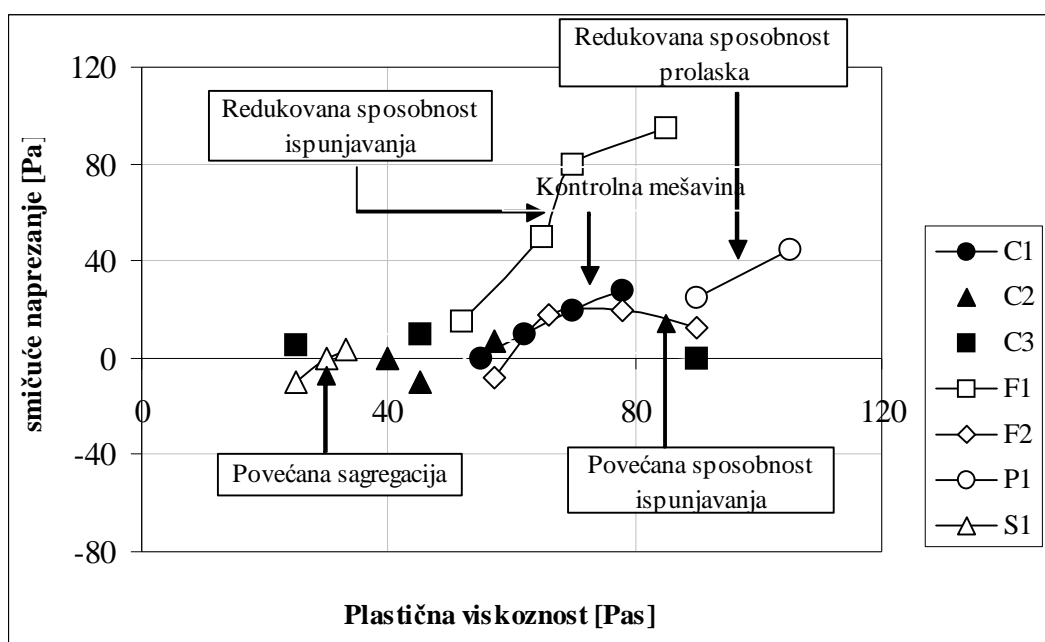
može biti predstavljena linearnom zavisnošću sa opadanjem brzine smicanja. Nagib prave linije predstavlja dinamičku viskoznost (η_m) (slika 6) [6, 7]. Kada je odnos



Slika 2. Bingamov model za određivanje deformacija tečnosti definisanih strukturnom čvrstoćom i viskoznošću [4]

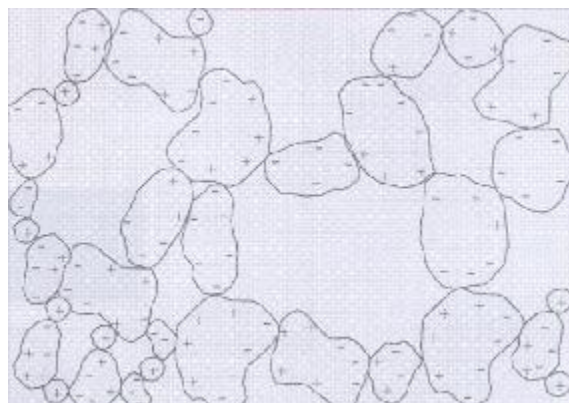


Slika 3. Preporučena kombinacija strukturne čvrstoće i plastične viskoznosti [5]

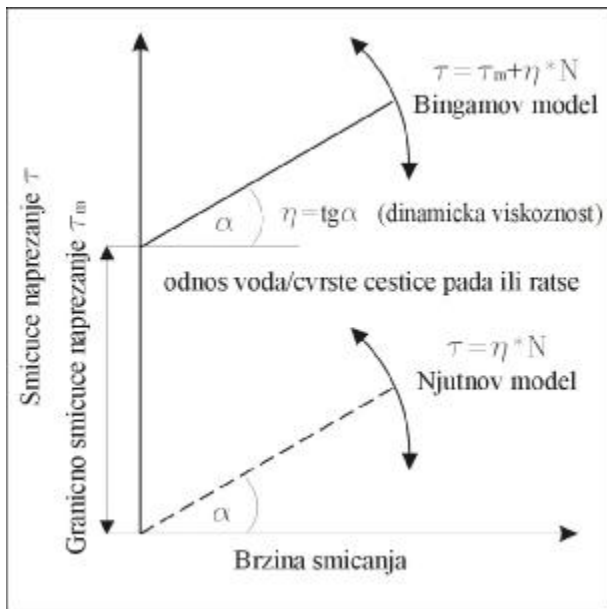


Slika 4. Vrednosti strukturne čvrstoće i plastične viskoznosti za SCC mešavine [5]

vode i čvrstih čestica u rastvoru visok vrednost strukturne čvrstoće teži nuli ($\tau_m \approx 0 \text{ Pa}$) zbog velike prosečne udaljenosti čestica, dok vrednost dinamičke viskoznosti (η_m) teži vrednosti za vodu. Kada je odnos vode i čvrstih čestica nizak strukturna čvrstoća (τ_m) naglo raste zbog izražene tendencije ka aglomeraciji. Osnovna uloga superplastifikatora je da izjednači površinska naelektrisanja čestica u rastvoru (zeta potencijal) i na taj način spreči aglomeraciju čestica [7]. Povećanje količine superplastifikatora utiče na opadanje strukturne čvrstoće (τ_m) betonske mešavine, dok povećanje vode redukuje i strukturnu čvrstoću (τ_m) i viskoznost (η_m).



Slika 5. Aglomeracija sitnih čestica u betonu kao rezultat različitog površinskog naelektrisanja [6]



Slika 6. Reološke karakteristike rastvora sitne čestice/voda sa i bez superplastifikatora [6]

3 MEHANIZAM ZA POSTIZANJE SAMOUGRADLJIVOSTI

Metod za postizanje samougradljivosti podrazumeva ne samo izraženu deformabilnost cementne paste nego i otpornost na segregaciju između krupnog agregata i cementne paste. Okamura i Ozawa su koristili sledeći metod da bi postigli samougradljivost (slika 7):

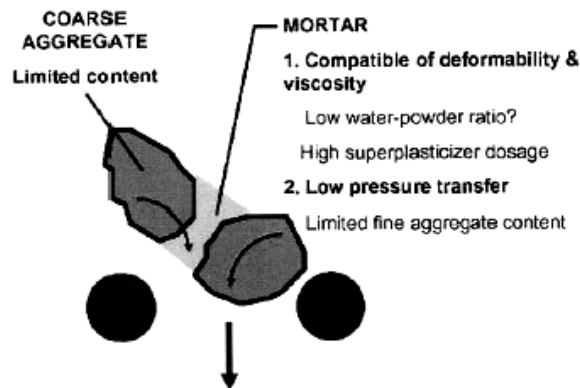
1. ograničena količina agregata,
2. nizak odnos vode i sitnih čestica (w/p-water powder ratio) i
3. upotreba supeplastifikatora [1].



Slika 5. Metod za postizanje samougradljivosti [1]

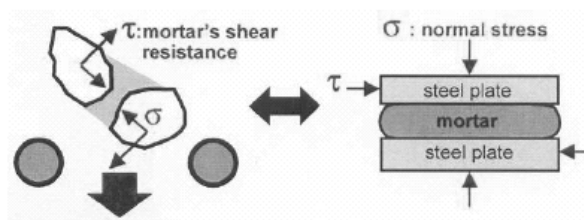
Učestalost sudara i kontakta između čestica agregata se povećava kako se relativno rastojanje između čestica smanjuje, i tada se pri tečenju betona unutrašnji napon povećava, naročito u blizini prepreka.

Energija potrebna za tečenje se troši sa povećanjem unutrašnjeg napona što rezultuje blokiranjem tečenja zrna krupnog agregata. Ograničavanje količine krupnog agregata, čija je potrošnja energije prilično izražena, na nivo niži od normalnog, je efikasno u izbegavanju ove vrste blokiranja. Visoka viskoznost paste je takođe potrebna da bi se izbeglo blokiranje krupnog agregata kada beton teče pored prepreka (slika 6). Pri tečenju betona, visoko viskozna pasta sprečava lokalno povećanje unutrašnjeg napona usled međusobnog približavanja zrna krupnog agregata. Visoka deformabilnost se postiže isključivo upotrebom superplastifikatora zadržavajući odnos vode i sitnih čestica vrlo nizak [1].



Slika 6. Mehanizam za postizanje samougradljivosti [1]

Da bi beton mogao da se ugradi samo pod uticajem sopstvene težine, bez potrebe za vibriranjem, zahteva se dovoljna deformabilnost cementne paste. Pored toga, neophodna je i umerena viskoznost kao i deformabilnost cementne paste da bi relativno pomeranje zrna krupnog agregata ispred prepreka, pri tečenju betona oko prepreka, moglo biti smanjeno i na taj način izbegnuta segregacija zrna krupnog agregata. Pored uloge tečnosti, cementna pasta ima ulogu i čvrstog tela, pri prenosu pritiska koji se generiše pri međusobnom približavanju zrna krupnog agregata, kada je cementna pasta između dva zrna agregata izložena normalnom naponu (slika 7). Step en opadanja poprečne deformabilnosti cementne paste u velikoj meri zavisi od fizičkih karakteristika sitnih čestica u cementnoj pasti [1].



Slika 7. Generisanje normalnog napona u cementnoj pasti usled približavanja zrna agregata [1]

4 SCC U PROIZVODNJI PREFABRIKOVANIH BETONSKIH ELEMENATA

U proizvodnji prefabrikovanih betonskih elemenata vibriranje betona je, ne samo, jedna od najznačajnijih i najskupljih stavki već predstavlja vrlo ozbiljan problem zaštite zdravlja radnika. Efekat vibracija na radnike u pogonima za prefabrikaciju dobro je poznat, hiperstimulacija perifernog nervnog sistema dovodi do tzv. „sindroma mrtvih prstiju“, gubitka svakog osećaja u prstima, ali u određenim slučajevima i do drugih psihičkih poremećaja, kao što su insomnija i gubitak mnemotehničkih sposobnosti [8].

Pored direktnog uticaja na zdravlje i sigurnost radnika poboljšavanjem uslova rada, upotreba samozbijajućih betona u pogonima za prefabrikaciju pruža i druge prednosti:

- smanjen nivo buke u pogonima za prefabrikaciju,
- eliminisanje problema vezanih za vibriranje,
- potrebno manje radne snage,
- povećana produktivnost,
- unapređen kvalitet i trajnost prefabrikovanih betonskih elemenata i
- postignute veće čvrstoće [9].

Navedene prednosti značajno unapređuju proces i uslove rada kao i postignut kvalitet montažnih betonskih elemenata.

Kvalitet betona u proizvodnji prefabrikovanih betonskih elemenata definisan je kvalitetom finalnog proizvoda, odnosno kvalitetom očvrstlog betona, koji je definisan harmonizovanim standardom za proizvod (EN13369: Common Rules for concrete precast products) koji je u skladu sa EN 1992-1 (Eurocode2) i EN 206-1 (Concrete. Specification, performance, production and conformity) [10, 11].

Pri projektovanju SCC mešavina za primenu u pogonima za prefabrikaciju, na sastav betonske mešavine, pored zahteva definisanih projektom (postignuta marka betona i klasa izloženosti), značajan uticaj imaju karakteristike tehnološkog procesa (dužina trajanja proizvodnog ciklusa) koji se koristi i geometrija elemenata. Skraćeno vreme potrebno za transport i ugradnju betona, uglavnom ne više od 30min, ne zahteva dugo zadržavanje konzistencije i omogućava upotrebu samozbijajućih betona sa kratkim zadržavanjem konzistencije, brzim vezivanjem i brzim prirastom čvrstoće, uglavnom 14±2 sata, u cilju održavanja proizvodnog ciklusa. Visoke rane čvrstoće se postižu sastavom mešavine (izborom materijala) i/ili stimulacijom zaparivanjem, sa upravljanjem i kontrolisanjem „sazrevanja“ betona.

Kalupi koji se koriste za proizvodnju elemenata od tradicionalnog vibriranog betona se koriste i kod upotrebe samozbijajućeg betona. Eliminisanje potrebe za vibriranjem daje mogućnost unapređenja kalupa što omogućava proizvodnju elemenata poboljšanih konstruktivnih karakteristika i/ili unapređenog izgleda. Takođe, upotreba samozbijajućih betona omogućava proizvodnju elemenata složenog oblika u jednom proizvodnom ciklusu koje upotrebom tradicionalnih vibriranih betona nije bilo moguće izvesti. Zbog načina tečenja površina betona koji je bio u oplati je izuzetno glatka i značajno unapređena u poređenju sa elementima izrađenim upotrebom tradicionalnih

vibriranih betona. Da bi zadržali kvalitet površine betonskog elementa izbor agensa za premazivanje oplata pre betoniranja je veoma bitan.

Proces proizvodnje pri primeni samozbijajućih betona se ne razlikuje od procesa kada se koriste tradicionalni vibrirani beton. Beton se pre ugradnje kontroliše, prvo se vizuelno proveriti homogenost mešavine, a potom metodom sleganja rasprostiranjem se odredi konzistencija (samougradivost). Upotreba samozbijajućih betona optimizuje proizvodni proces eliminisanjem jedne radne operacije, zbijanja betona, i na taj način utiče na optimizaciju troškova. Ugradnja betona, završna obrada, negovanje i vađenje elemenata iz kalupa se ne razlikuje od ovih operacija pri primeni tradicionalnih vibriranih betona. Ipak, povećana količina cementne paste zahteva da se kod zaparivanja posebno obrati pažnja na kontrolu procesa.

4.1 Mogućnost daljeg unapređenja proizvodnje prefabrikovanih betonskih elemenata

Veliki broj prednosti upotrebe samozbijajućih betona u pogonima za prefabrikaciju su uočene i primenjene, kao što je mogućnost proizvodnje elemenata vrlo kompleksnog oblika, razuđenog poprečnog preseka, pojednostavljen proces betoniranja, visoka efikasnost i smanjen broj ljudi, poboljšanje uslova rada, povećava produktivnost i bolja iskorišćenost kalupa, manji troškovi održavanj i produžen vek kalupa, unapređen kvalitet i uniformnost kvaliteta betona i poboljšan kvalitet zaštitnog sloja. Pored navedenih prednosti upotreba samozbijajućih betona u proizvodnji prefabrikovanih betonskih elemenata utiče na povećanje troškova materijala, a povećana osetljivost betonske mešavine zahteva više rada na kontroli betona.

Međutim, fantastične karakteristike samozbijajućih betona u svežem stanju omogućuju dalja unapređenja u industriji montažnih betonskih konstrukcija. Ugradljivost samozbijajućih betona može da se iskoristi u pravcu efikasnijeg transporta betona do mesta ugradnje. Redukovanje vremena potrebnog za ugradnju betona ostavlja više vremena za negovanje betona tokom dnevnog proizvodnog ciklusa i smanjuje potrebe za ubrzanim negovanjem. Ugradnja betona bez vibriranja omogućava projektovanje optimizovanih konstrukcija, a mogućnost postizanja većih čvrstoća omogućava proizvodnju „elegantnih“ elemenata, manjeg poprečnog preseka i unapređene trajnosti. [12].

5 ZAKLJUČAK

Upotreba samozbijajućih betona vodi industrijalizaciji proizvodnje, smanjivanju troškova na ugradnji betona, unapređenju kvaliteta, trajnosti i pouzdanosti betonskih konstrukcija i eliminisanju potencijalnih ljudskih grešaka. Njegova primena zamenjuje manuelno zbijanje svežeg betona sa modernom poluautomatskom tehnologijom ugradnje i na taj način unapređuje zdravlje i bezbednost ljudi na gradilištu. Ipak, ova vrsta betona zahteva napredne betonske mešavine, pažljiviju kontrolu kvaliteta sa više ispitivanja i provere, bar u početku upotrebe samozbijajućih betona.

Zbog svojih posebnih karakteristika, primena samozbijajućih betona može doprineti značajnom

poboljšanju betonskih konstrukcija i otvoriti novo polje u primeni betona. Eliminisanje potrebe za vibriranjem može uticati na značajno unapređenje konstruktivnih sistema baziranih na tradicionalnim vibriranim betonima, koji zahtevaju zbijanje vibriranjem. Ovakav način ugradnje betona, koji je često uzrok pojave defekata kao što je segregacija, predstavlja prepreku u racionalizaciji izvođenja konstrukcija. Uklanjanje ove prepreke omogućice racionalizaciju izvođenja konstrukcija i konstruktivnih sistema, uključujući razvoj oplata, armature i kompletne konstrukcije.

Bez obzira na izvanredne karakteristike samozbijajućih betona pre svega u svežem stanju postoji mnogo prepreka za njegovu upotrebu. Osnovne prepreke su nepostojanje standarda koji definišu sastav i karakteristike samozbijajućih betona u svežem stanju kao i standardizovane metode za ispitivanje tih karakteristika.

6 LITERATURA

- [1] Okamura H., Ouchi M.: "Self-Compacting Concrete", Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.1, No.1, 5-15, April, 2003.
- [2] Bartos P.J.M.: „Measurement of Key Properties of Fresh Self-compacting Concrete“, CEN/STAR PNR Workshop, June 2000, 6p. (http://bativille.cstb.fr/CenStarWS/Mesurement_key_properties.pdf)
- [3] Muravljov M.: "Osnovi teorije i tehnologije betona", Građevinska knjiga, Beograd, 1991.
- [4] Kordts S., Breit W.: "Beurteilung der Frischbetoneigenschaften von Selbstverdichtendem Beton - Assessment of the fresh concrete properties of self compacting concrete", Betontechnische Berichte - Concrete Technology Report 2001-2003, 113-124, Verlag Bau+ Technik, Dusseldorf, 2004.
- [5] Testing-SCC project: „Measurement of properties of fresh self-compacting concrete – Final Report“, Contract No.G6RD-CT-2001-00580, completed September 2005. (<http://www.civeng.ucl.ac.uk/research/concrete/Testing-SCC>)
- [6] Grube H., Rickert J.: "Selbstverdichtender Beton ein weiterer Entwicklungsschritt des 5-Stoff-Systems Beton", beton 49 (1999), HA, 239-244.
- [7] Spanka G., Grube H., Theielen G.: "Wirkungsmechanismen verflüssigender Betonzusatzmittel", Beton 45 (1995), H.II, S.802-808 und H.12, S.876-881, ebenso Betontechnische Berichte 1995-1997, SA5-60.
- [8] Živković S.: „Samougradljivi betoni trajnije armiranobetonske konstrukcije“, Materijali i konstrukcije, br.3-4, pp.14-23, 2003.
- [9] BIBM, CEMBUREAU, ERMCO, EFCA and EFNARC.: „The European Guidelines for Self-Compacting Concrete – Specification, Production and Use“, 5/2005, 68p. (partners UoP, Ucl, GTM, SPI, RUG, etc.contributed) (<http://www.efca.info> and <http://www.efnarc.org>).
- [10] EN 13369: „Common rules for concrete precast products“.
- [11] EN 206-1:2001."Concrete. Part1: Specification, performance, production and conformity".
- [12] Precast/Prestressed Concrete Institute.: "Interim Guidelines for the Use of Self-Consolidating Concrete in Precast/Prestressed Concrete Institute Member Plants", 4/2003 (http://pci.org/view_file.cfm?file+TR-6-03_PCI_SCC_guidelines.pdf)

REZIME

SAMOZBIJAJUĆI BETONI - REOLOŠKA SVOJSTVA I UPOTREBA U POGONIMA ZA PREFABRIKACIJU

Branko VUČKOVIĆ

Samozbijajući beton je beton visokih performansi u svežem stanju. Razvijen u Japanu u cilju postizanja trajne betonske konstrukcije. Odlikuje se specijalnom ugradljivošću i da bi postigao punu zbijenost ne zahteva vibriranje pri ugradnji. Reološke karakteristike samozbijajućih betona odgovaraju Bingamovom modelu. Granično smičuće naprezanje predstavlja energiju potrebnu da beton počne da teče, a viskoznost određuje otpornost na deformacije pri tečenju. Upotrebom samozbijajućih betona u proizvodnji prefabrikovanih betonskih elemenata unapređuje se zdravlje i zaštita radnika i radnog okruženja, unapređuje kvalitet i trajnost montažnih betonskih elemenata, omogućava proizvodnja prefabrikovanih elemenata kompleksnih preseka i unapređenih arhitektonskih formi i produžava vek trajanja kalupa.

Ključne reči: samozbijajući beton, ugradljivost, Bingamov model, strukturna čvrstoća, viskoznost i prefabrikacija.

SUMMARY

SELF COMPACTING CONCRETE - RHEOLOGY PROPERTIES AND PREFABRICATED FACTORY USAGE

Branko VUČKOVIĆ

Self-compacting concrete is a high-performance concrete in the plastic state. Developed in Japan to achieve durable concrete structure. It has been characterized with special workability and it doesn't need vibrating compaction during placing to achieve fully compactness. Self-compacting concrete rheologically correspond to Bingham model. The yield value represent the energy that must be applied to make the concrete start to flow and viscosity describe the resistance to deformation during flow. Application of self-compacting concrete in production precast concrete elements improve health and safety of workers and working environment, improve quality and durability precast elements, enable production of complex elements and improved architectural precast forms and make moulds more durable.

Key words: self-compacting concrete, workability, Bingham model, yield value, viscosity and precast.

NUMERIČKO MODELIRANJE I SIMULACIJA: EKSPERIMENTALNO – TEORIJSKE ANALIZE SPREGNUTE TAVANICE PRI STATIČKOM DEJSTVU

Ilija M. MILIČIĆ
Ljubomir M. VLAJIĆ
Radomir J. FOLIĆ

ORIGINALNI NAUČNI RAD
UDK: 624.073.5.001.573:692.522 = 861

1 UVOD

Modeliranjem i simulacijom na matematičkim modelima konstrukcija, sprovodi se analiza stabilnosti građevinskih objekata. U tom cilju, preporučuje se korišćenje teorijsko – eksperimentalne analize, tj. tretiranje probleme građevinskog konstrukterstva simultano kroz teoriju i eksperiment.

Primena eksperimentalnih metoda pod statičkim opterećenjem ogleda se u iznalaženju jedne od tri grupe veličina, i to:

- komponenti napona,
- komponenti deformacija,
- komponenti pomeranja u proizvoljnoj tački elementa.

S druge strane, matematičko modeliranje objekta u teorijsko – eksperimentalnoj analizi sa pojavom računarskih aplikativnih programa za CAA (Computer Aided Analysis) je dobilo na značaju. Tako se pod modeliranjem ne podrazumeva samo izrada geometrije konstrukcije ili nosača (virtuelni digitalizovani model objekta) nego se pored toga nastoji dobiti uvid u što realnije ponašanje konstrukcije, skupom aktivnosti sa konstrukterskog gledišta. To je opis geometrije, graničnih uslova, karakteristika preseka, materijala, modeliranja opterećenja, načina diskretizacije i oblika konačnih elemenata, usvajanje teorijskih osnova proračuna, itd. Pri tome teži se obezbeđuju veće pouzdanosti proračuna konstrukcije.

Na taj način se računarskim simulacijama, menjanjem parametara matematičkog (simulacionog) modela konstrukcije, nastoji što realnije predstaviti ponašanje objekta pod dejstvom opterećenja. Znači, simulacijama se u okviru računarskih programa nastoje uočiti i dati više parametara koji su bitni za analizu – upoređenje eksperimentalno utvrđenih veličina sa rezultatima proračuna. Na taj način se konstrukcijskoj - strukturalnoj analizi direktno daje karakter koji se u prvom redu ogleda u adekvatnoj zameni realnog objekta proračunskim – simulacionim modelom.

Pošto se u savremenoj praksi sve češći postavlja zahtev za rekonstrukcijama, sanacijama, kao i za povećanjem korisnog opterećenja pojedinih elemenata objekata, u ovom radu se opisuje jedan inženjerski pristup ovom problemu. Područje istraživanja je eksperimentalnog karaktera pa su svi relevantni podaci prikupljeni na terenu, na objektu kod koga je u korelaciji sa teorijskim postupcima utvrđena rezerva i opisano novoprojektovano korisno opterećenje. Dakle, cilj ovog rada je da se metodologija postupno izloži služeći se raspoloživim podacima i teorijskim postavkama praćena (računarskim analizama). Upravo, matematičko modeliranje savremenim alatima je nedovoljno sistematizovano i metodološki uređeno, zbog toga je proveravano konkretno kao studija slučaja (model – objekat). Zbog toga su autori opisali primenjenu metodologiju kojom je obuhvaćeno iskustvo na relaciji teorija – praksa.

2 KRATAK OPIS KONSTRUKCIJE OBJEKTA

Jednospratna industrijska hala, razuđene osnove u preduzeću za proizvodnju kolača Banini A.D. u Kikindi, izgrađena je 2003. godine, kao čelična konstrukcija sa međuspratnom spregnutom tavanicom (čelik – beton). Površina dograđenog dela skladišta fabrike kolača "Banini", (sl. 1), koja je ispitana iznosi:

Adresa autora:

Doc. dr Ilija M. Miličić, dipl.inž.građ., Univerzitet u Novom Sadu, Građevinski fakultet Subotica, Kozaračka 2a, 24000 Subotica,
Prof. dr Ljubomir M. Vlajić, dipl.inž.građ., Saobraćajni institut CIP, Beograd,
Prof. emeritus dr Radomir J. Folić, dipl.inž.građ., Univerzitet u Novom Sadu, Fakultet tehničkih nauka, Trg Dositeja Obradovića 5, 21000 Novi Sad.

$$2 \cdot (16.02 \cdot 17.50) = 2 \cdot 280.35 = 560.70 \text{ m}^2 \text{ (bruto).}$$

U prizemlju ovog objekta je predviđen prostor administrativnog sadržaja kao i magacinski prostor dok je na spratu predviđen isključivo magacinski prostor. Događeni objekt je od susjednog objekta odvojen horizontalnom dilatacijom.

Ovaj kao i drugi deo objekta nalaze se pod jednim krovom dvostranog nagiba krovnih ravni 15%, pokriven je poliuretana panelom $d=8.0$ cm. Objekt je fundiran na temeljima samcima izvedenim od armiranog betona (AB), sa dubinom fundiranja od 1.80m.

Osnovni elementi konstrukcije objekta su:

- temelji samci,
- čelični stubovi,
- spregnute podvlake, nosači tipa "čelik – beton" (raspona $L=8.5$ m i $L=9.0$ m), i
- čelični rešetkasti ravanski krovni nosači nosivi u jednom pravcu.

Međuspratna tavanica je izrađena od sistema spregnutih nosača (formiranih od INP 400 koji je kod nekih nosača ojačan podvezicama zavarivanjem duž donje "flanše", a kod nekih i gornje i donje "flanše"), i polumontažnih ploča "OMNIA" (visine $4+11=15$ cm) različitih tipova. Prema raspoloživoj tehničkoj dokumentaciji, i [1], sprezanje je izvršeno za ukupno stalno i povremeno opterećenje, ne uzimajući u obzir sopstvenu težinu nosača. Statički sistem spregnutih nosača i podvlaka je prosta greda, a sprezanje je izvršeno čeličnim moždanicama uz prethodno podupiranje u polovini raspona nosača.

U ravni međuspratne konstrukcije se nalazi montažni spreg postavljen u cilju održavanja projektovane geometrije međuspratne konstrukcije i bočne stabilnosti nosača. Predviđeni montažni spregovi i zatege dati su i u dispoziciji. Dijagonale spregova i zatege urađene su od profila NP L 45/45/4 ili HOP L 50/50/5.

2.1 Zahtev investitora

Za odlaganja gotovih proizvoda na paletama ukupne težine 650kg, neophodno je montirati regalno skladište u dva nivoa, pri čemu se transport i manipulisanje po međuspratnoj spregnutoj konstrukciji vrši motornim viljuškarom težine $G=800$ kg. Investitoru je predloženo da se konstrukcija ispita za probno opterećenja od 10 kN/m^2 .

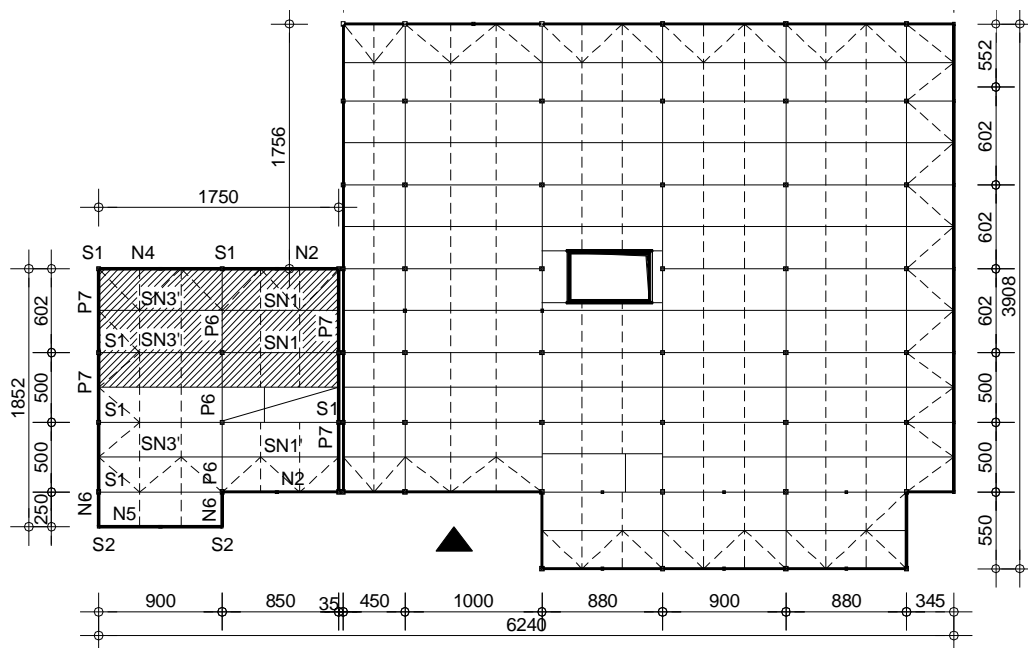
3 ISPITIVANJE KONSTRUKCIJE

Ispitivanje je sprovedeno oktobra 2004. godine, od strane stručnog tima pod rukovodstvom prof. dr Lj. Vlajića. Cilj ispitivanja pod dejstvom statičkog i dinamičkog probnog opterećenja odnosio se na propisivanje nosivosti i upotrebljivosti spregnute međuspratne tavanice za predviđeno novoprojektovano opterećenje.

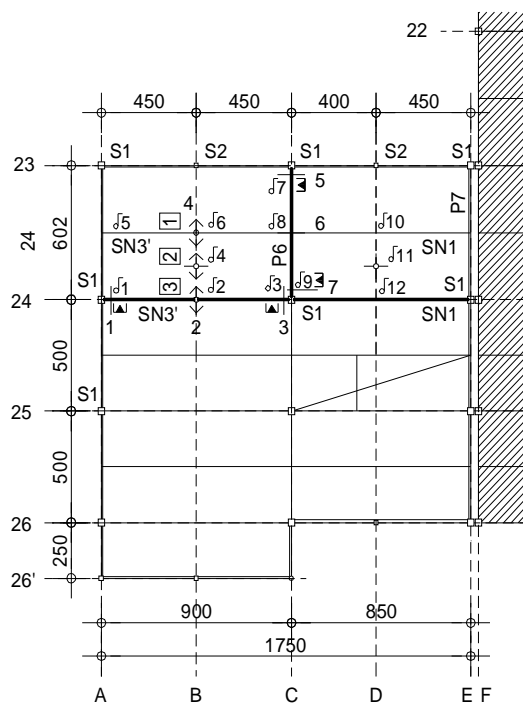
U tom smislu, neophodno je bilo na licu mesta, za izvedeno stanje, pod dejstvom probnog opterećenja, merenjima utvrditi prirast napona ($\Delta\sigma$), i prirast deformacija, u karakterističnim mernim tačkama i preseccima spregnutog nosača, u svemu prema dispoziciji (sl. 2).

Prema dispoziciji mernih mesta u osovini B, predviđeno je merenje prirasta napona koji obuhvata dva spregnuta nosača sa pripadajućom površinom, po principu opasivanja preseka. Registrovanje prirasta dilatacija je sprovedeno u betonskom, čeličnom, kontaktu ova dva dela jednog poprečnog preseka.

Na taj način pripremljeni su podaci za komparativnu kontrolu prirasta napona sa rezultatima tretiranih računskih modela u programskoj aplikaciji Tower 5.5. i realnog objekta (sl. 6).



Slika 1. Osnova spregnute međuspratne konstrukcije dela regalnog skladišta



LEGENDA:

- - DAVAČ VIBRACIJA
- - MERNI PRESEK SA MERNIM TRAKAMA I DILATOMETRIMA
- ∩ - UGIBOMERI
- ▲ - KLINOMETRI

Slika 2. Dispozicija mernih mesta i mernih preseka

3.1 Merenja pod dejstvom statičkog probnog opterećenja

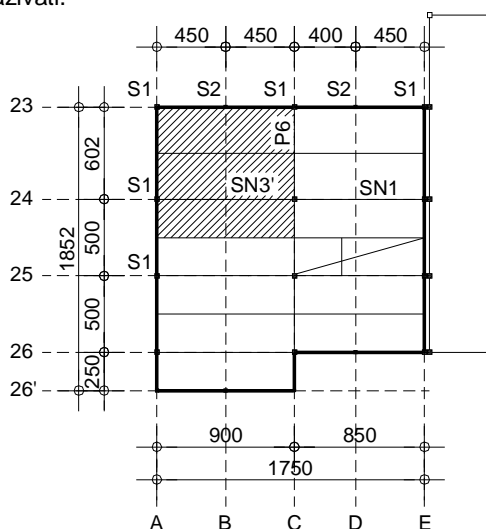
Zbog obimnosti rezultata merenja u ovom radu i za potrebe računarskog modeliranja i simulacija obuhvaćeno je samo statičko ispitivanje. Na osnovu toga svi dalji rezultati koji slede su u fokusu tog istraživanja. S toga je neophodno celovito pokazati i merene veličine ovog ispitivanja ukratko komentarisane sledećim redom:

- **Vertikalna pomeranja – ugibi**, spregnute međuspratne tavanice registrovana su ugibomerima na ukupno 12 mernih mesta, prikazanih na (sl. 2).
- **Promene nagiba tangente na deformacionu liniju**, registrovana je na dva spregnuta nosača, nosač SN3' raspona L=9.0 m, i podlake P6 raspona L=6.0m, na ukupno 4 merna mesta (Sl. 2).
- **Specifične (lokalne) deformacije – naponi**, odnosno registrovanje prirasta napona $\Delta\sigma$ izvršeno je u 3 (tri) karakteristična merna preseka. U baznom proračunu konstrukcije sprovedena je kontrola napona samo u sredini raspona spregnutog nosača SN3'. Međutim, prilikom matematičkog modeliranja konstrukcije na osnovu sprovedenog ispitivanja korišćene su vrednosti napona i u preseku kod veze nosača SN3' i stuba S1, iako su tu uticaji momenata savijanja jednaki nuli.

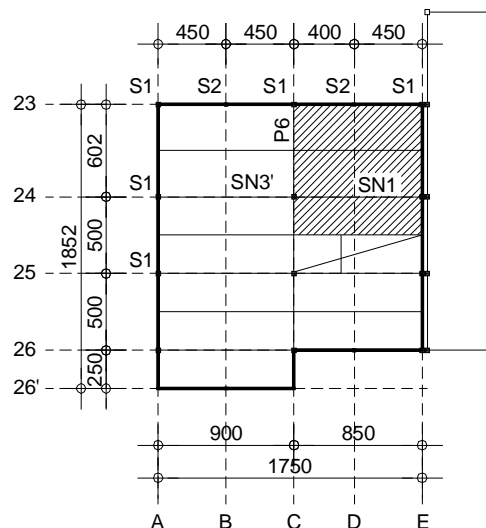
3.2 Probno opterećenje

U programu ispitivanja iz [1] predviđeno je statičko i dinamičko probno opterećenje. Za statičko probno opterećenje izabrane su palete sa gotovim proizvodima (kartonske kutije sa biljnom masti), čija težina odgovara korisnom opterećenju od 10.0 kN/m².

Za površinu međuspratne tavanice od 148,75m² upotrebljeno je 134 palete, tako da je ukupan balast bio 1541.0 kN. Manipulisanje i nanošenje paleta sprovedeno je sa četiri viljuškara, i sa predloženim "koracima" nanošenja probnog opterećenja – po fazama, (sl. 3, sl. 4), na delu međuspratne tavanice označenoj na osnovi, (sl. 1). Dinamičko probno opterećenje, je aplicirano kretanjem viljuškara sa opterećenjem od 10 kN/m², na neopterećenoj međuspratnoj spregnutoj konstrukciji. Međutim, dinamičko probno opterećenje kao i odziv međuspratne konstrukcije na usvojenu vrstu pobude, odnosi se u prvom redu na određivanje dinamičkog koeficijenta, ali se u okviru ovog rada ti rezultati neće prikazivati.



Slika 3. III Faza probnog statičkog opterećenja



Slika 4. IV Faza probnog statičkog opterećenja

Dakle, računarsko modeliranje probnog korisnog statičkog opterećenja je zamenjeno ekvivalentom jednakopodeljenog opterećenja intenziteta 10 kN/m^2 . Ovakva aktivnost ide u prilog boljem razumevanju metodologije modeliranja i sprovođenja simulacija. Pošto je ovo eksperimentalno teorijska analiza, prethodna objašnjenja malog dela programa ispitivanja su koristan materijal takozvanom "virtuelnom modelaru".

4 METODOLOGIJA ISTRAŽIVANJA I CILJ MODELIRANJA

U radu se analizom ponašanja međuspratne tavanice sa utvrđivanjem sposobnosti postojeće konstrukcije da prihvati novo proračunsko korisno statičko opterećenje od 10 kN/m^2 vrednuje na osnovu dva konstrukterska kriterijuma, i to:

- nosivosti, i
- upotrebljivosti.
- Vrednovanje ova dva kriterijuma se sprovodi:

• modeliranjem konstrukcije hale u interakciji računarskih aplikacija CAD¹ – CAA²,

• primenom računarskih aplikacija AutoCAD, Tower 5.5, SAP 2000_9.0.3,

Proračunski model konstrukcije hale realizuje se preko:

- 3D geometrijski identičnog finog modela,
- 3D geometrijski identičnog redukovanog modela,
- 2D grubog modela.

Osnovni cilj u ovom radu se iskazuje u formi tri pitanja:

• Da li se može analiza usvojenih kriterijuma sprovesti bez primene aplikacija CAA, i da li imamo jednostavniji ali dovoljno pouzdan proračunski model za verifikaciju ispitivanja?

• Kolika bi u tom slučaju bila odstupanja u vrednostima **napona i ugiba** (merenje – proračun), za karakteristična merna mesta?

• Da li, za fazu projektovanja spregnutih konstrukcija tipa "čelik – beton" sa metodološkog gledišta postoji, teorijsko – eksperimentalni put kao pristup modeliranju konstrukcija 3D geometrijski identičnim računskim modelima sa primenom aplikacija za CAA, Tower 5.5 i SAP 2000_9.0.3

3D modeliranje međuspratne spregnute konstrukcije tipa „čelik – beton“ je sprovedeno na osnovu geometrijsko – mehaničke analogije (Miličić, 2006) sa ekvivalentnim modulom elastičnosti materijala spregnutog poprečnog nosača.

5 MODELIRANJE OBJEKTA – PRORAČUNSKI MODEL

Modeliranje predstavlja preslikavanje fizičkog u geometrijski, a potom u proračunski model obuhvatajući sledeće aktivnosti (primer na sl. 5, sl. 6):

- proučavanja dokumentacije konstrukcije,
- izbor tipa i tipova konačnih elemenata,
- diskretizacija fizičkog modela konačnih elemenata,
- definisanje čvornih tačaka,

- definisanje graničnih uslova,
- definisanje materijala, elemenata konstrukcije tj. konačnih elemenata,
- analize i modeliranja vrste opterećenja, itd.

Na samom početku važno je se opredeliti za stepen apstrakcije, s obzirom na to da li su u aplikaciji podržani svi konstruktivni elementi posmatrane konstrukcije. Preporuka je da se pre svakog modeliranja sprovede uobičajena **statička i kinematička klasifikacija nosača**. Ovo se posebno naglašava, da je vredan podatak koji bi aplikativni softver trebao da pokaže u preprocesorskoj fazi modeliranja. Međutim, još uvek prisutan problem u modeliranju jeste izbor tipa i veličine konačnih elemenata iskazano u formi finoće diskretizacije matematičkog modela. S obzirom na to, generalna podela matematičkih modela konstrukcije je:

- 2D modeli, i
- 3D modeli.

Specijalni modeli za proračun konstrukcija u CAA aplikacijama dele se:

1. Prema geometriji (objekat – model):

- Ravanski 2D model
 - geometrijski identičan,
 - geometrijski neidentičan.
- Prostorni 3D model
 - geometrijski identičan,
 - geometrijski neidentičan.

2. Prema načinu unošenja geometrijskih karakteristika poprečnog preseka postoji:

- manuelno – korisnik unosi klasično sračunate vrednosti, ili
- automatski – program sračunava na osnovu unetih dimenzija preseka,

3. Prema teoriji proračuna

- linearna teorija,
- nelinearna teorija.

4. Prema matematičkoj analizi i pouzdanosti rezultata modeli mogu biti:

- Model za statičku analizu:
 - za kriterijum nosivosti,
 - za kriterijum upotrebljivosti,
 - za kriterijum stabilnosti.
- Model za dinamičku analizu.

U ovom radu primenjeni su komercijalni aplikativni programi:

- **Tower 5.5** firme „Radimpex“ iz Beograda, i
- **SAP2000_9.0.3**, University Avenue, Berkeley, Californija, USA.

5.1 Faze računarskog modeliranja konstrukcije objekta

Generalno, izrada matematičkog modela u aplikacijama za CAA se sastoji od tri faze, i to:

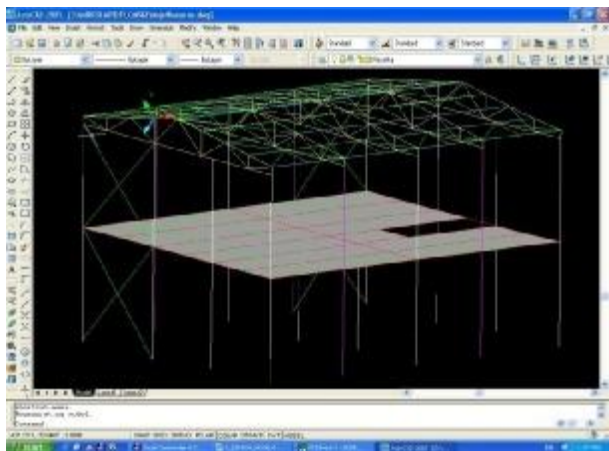
- preprocesorske,
- procesorske, i
- postprocesorske.

Preprocesor – predstavlja prvu fazu (pripremu) formiranja geometrijskog modela. Ovaj deo aktivnosti jednim delom je sproveden u CAD okruženju (konstruisan je geometrijski model), korišćenjem podataka iz originalnog projekata konstrukcije kao što

¹ Computer Aided Drawing

² Computer Aided Analysis

su: gabariti, materijal, karakteristike poprečnih preseka, granični uslovi oslanjanja, opterećenje, itd, (sl. 5).



Slika 5. AutoCAD: 3D geometrijski model (deo preprocesora)

Procesor – predstavlja u suštini jezgro programa tj. njegov deo koji se odnosi na sprovođenje toka proračuna. Dok, **postprocesor** – predstavlja u suštini pomoć pri obradi vrednosti rezultata proračuna, tj. pogodan način da se ručna obrada zameni "kondenzovanom" štampom. Izlazni podaci su po pravilu po slobodnom izboru od strane korisnika (modelara) i biraju se u zavisnosti od problema koji se tretira. U grafičkoj i/ili tekstualnoj formi mogu se prikazati rezultati statičkih i deformacijskih veličina (pored ostalog), kao i multimedijalna vizuelizacija "odziva" konstrukcije izložena uticaju opterećenja (pa čak i alternativnog karaktera). Obe računarske aplikacije opremljene su tako da sračunate vrednosti statičkih i deformacijskih veličina predstave u obliku izolinja (Tower, u formi praznih, punih ili prelivnih, a SAP u vidu punih). Druge dodatne mogućnosti vizuelne prezentacije rezultata proračuna su aplikacijom Tower više podržane i tehnički korektnije, u odnosu na aplikaciju SAP 2000.

6 FORMIRANJE MATEMATIČKOG MODELA

U istraživanju su obrađene dve grupe modela, i to:

1. Model za računsku verifikaciju – koji služi za proveru projektom pretpostavljenog ponašanja konstrukcije.

Tretirani spregnuti nosači SN1, SN3' i P6 su statičkog sistema proste grede, T – preseka.

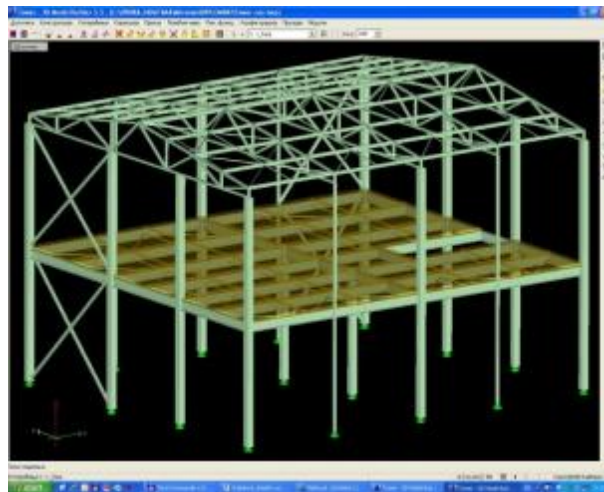
Aktivna širina AB ploče spregnutog nosača kod modela za računsku verifikaciju, tretirana je koristeći preporuku [4] za betonske T – preseke, iako se radi o spoju dva različita materijala (2D grubi model – M₁), kao i [9] i [13].

2. Računski model na osnovu sprovedenog ispitivanja – opisuje realnije stanje sistema pod dejstvom probnog opterećenja, a na osnovu njega se mogu formulisati pouzdaniji **zaključci** o trenutnom stanju i ponašanju konstrukcije.

Na taj način, razmatrani proračunski modeli su:

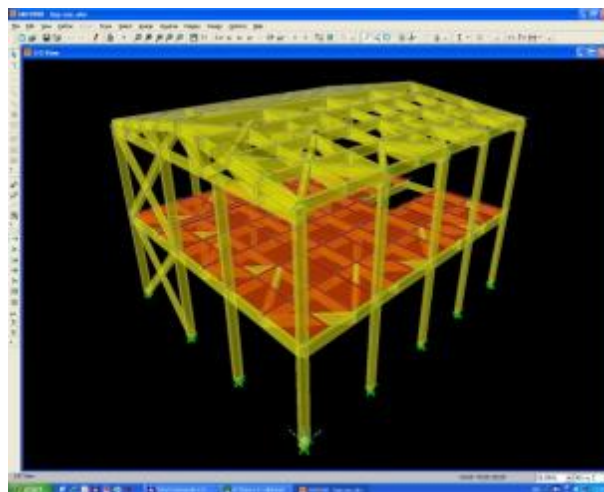
• **3D fini model – M₂**, (sl. 6 i sl. 7) – sa ovim proračunskim modelom nastoji se realizovati potpuna

interakcija CAD – CAA aplikacija i realnog objekta. Pored toga, veoma važno je da i sve ostalo što upotpunjuje proračunski model bude identično sa realnim objektom.



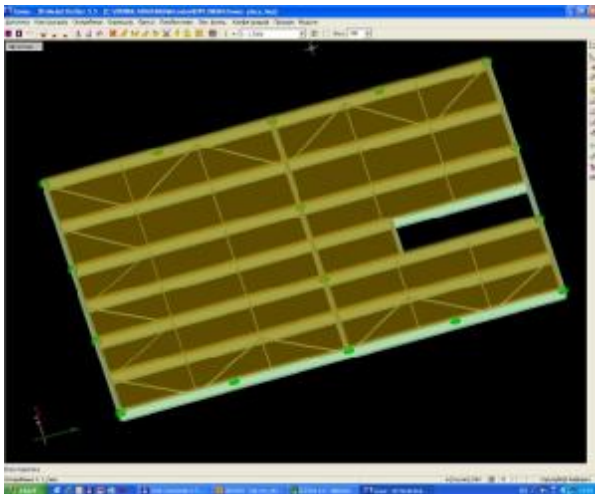
Slika 6. Tower 5.5: 3D fini proračunski model konstrukcije hale

• **3D fini model – M₂EKV** (sl. 6 i sl. 7) – sa ovim modelom takođe se realizuje potpuna interakcija CAD – CAA aplikacija, ali je jedan podatak u preprocesoru u pogledu ulaznih podataka drugačiji od stvarnih. Naime, kod ovog modela to je mehanička karakteristika spregnutog preseka tipa "čelik – beton", nazvana ekvivalentnim modulom elastičnosti – EKV. Ekvivalentni modul elastičnosti prema [9], u ovom istraživanju je konstantna veličina i iznosi $E_{ekv}=1.37 \times 10^7$ kN/m². Pošto je ekvivalentni koncept modeliranja primenjen samo na AB spregnutu međuspratnu tavanicu 3D finog modela hale, tako dobijeni model predložen je za proračunski geometrijski identičan, i dobio je oznaku M₂EKV. Ostali elementi modela su „nasledili“ preprocesorske ulazne podatke iz prethodnog matematičkog modela.



Slika 7. SAP2000: 3D fini proračunski model hale

- **3D redukovani model – M_3** (sl. 8) – ovaj model nastaje uklanjanjem određenih konstruktivnih elemenata iz prethodnog 3D identičnog modela. Dakle, ovo je međufaza modeliranja kako bi se odgovorilo na prvo postavljeno pitanje u računarskom modeliranju i simulacijama. Pošto je redukovani model jednostavniji od njegovog prethodnika (faze preprocesiranja i procesiranja) izlazni rezultati proračuna su uporedivi sa relativnim eksperimentalno registrovanim vrednostima ugiba i prirasta napona.



Slika 8. Tower 5.5: 3D redukovani model

- **3D redukovani model – M_3EKV** – ovaj model izrađen je kao i u prethodnom slučaju od 3D finog modela – M_2EKV, u obe primenjene računarske aplikacije.

- **2D grubi model** – u ovom istraživanju jedan poseban slučaj modela je izrađen samo u Tower – u, zbog toga što u delu preprocesora postoji mogućnost modeliranja spreznjanja materijala. Na taj način, Modelom M_1, su predstavljene spregnute nosači SN3' i SN1, u tri varijante (sl. 9), i to:

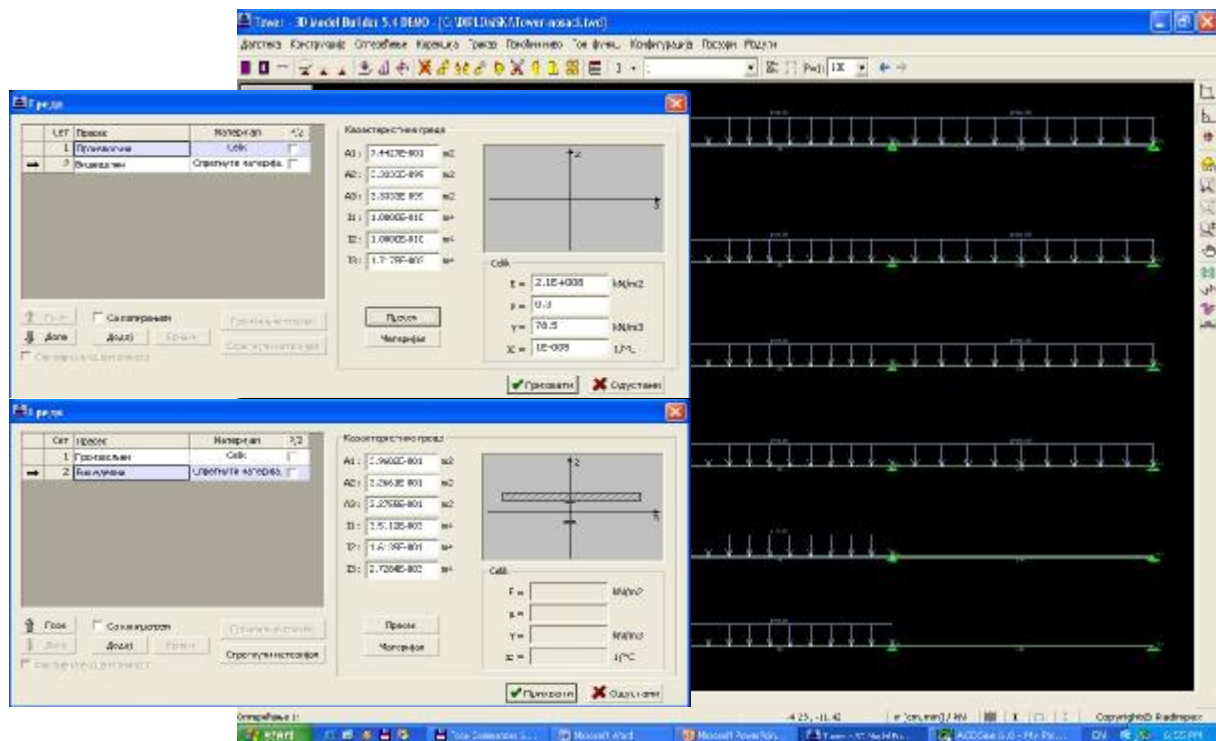
1. kruta veza u čvoru nosača SN3' i SN1, čime je simuliran kontinualni sistem na dva polja,
2. zglobna veza u čvoru nosača SN3' i SN1,
3. zglobna veza u čvoru nosača SN3' i SN1 sa jednakopodeljenim opterećenjem po metru dužnom samo na nosaču SN3'.

Intenzitet jednakopodeljenog opterećenja u sve tri varijante iznosi 25 kN/m, što predstavlja opterećenje od 11 kN/m² na pripadajuću širinu T – preseka spregnutog linijskog nosača. Sve tri varijante 2D grubog modela su tretirane na dva načina, i to:

- **Varijanta 1** – geometrijske karakteristike nosača spregnutog preseka su sračunate uobičajenim postupkom preko idealizovane površine i idealizovanog momenta inercije. Ovako sračunate vrednosti geometrijskih karakteristika spregnutog preseka su manuelno unetu u preprocesor aplikacije Tower 5.5, (sl. 9, levo gornja).

- **Varijanta 2** – primenjena je nova aplikativna komanda za "spregnuti materijal" u okviru najnovije verzije programa Tower 5.5, (sl. 9, levo donja).

Pri izradi matematičkog 2D grubog modela nosača M_1, u prvoj i drugoj varijanti primenjena je uobičajena metodologija za pune nosače u ravni 2D modela konstrukcije.



Slika 9. Tower 5.5: 2D grubo proračunski model

7 ANALIZA REZULTATA SIMULACIJA

7.1 Kriterijum nosivosti – analiza napona

Kriterijum nosivosti u ovom radu se kontroliše analizom vrednosti prirasta napona u AB ploči u određenim presecima spregnutih nosača u svemu prema šemi mernih mesta i mernih preseka. Na osnovu proračuna sa aplikacijama SAP i Tower, 3D finim i 3D redukovanim modelom konstrukcije hale, srednje vrednosti prirasta napona u AB ploči spregnutog nosača SN3', i podvlake P6 prikazani su u tabeli 1. Naponi u koloni 2 i 3 su sračunate vrednosti u III fazi za AB ploču nosača SN3', i III + IV faza za podvlaku P6.

Na osnovu vrednosti u tabeli 1 (kolona 1 i 3), zapaža se da je vrednost dobijena aplikacijom Tower 5.5., **prihvatljivija** sa primenom ekvivalentnog modula elastičnosti za spregnuti nosač SN3', i sa:

- 3D finim modelom, imamo odstupanja prosečnih vrednosti prirasta napona:

$$R = \left(1 - \frac{\Delta\sigma_{sr}^r}{\Delta\sigma_{sr}^m} \right) \cdot 100 = \left(1 - \frac{0.30}{0.32} \right) \cdot 100 = 6.25\%$$

- 3D redukovanim modelom:

$$R = \left(1 - \frac{\Delta\sigma_{sr}^r}{\Delta\sigma_{sr}^m} \right) \cdot 100 = \left(1 - \frac{0.31}{0.32} \right) \cdot 100 = 3.13\%$$

Dok je za podvlaku P6 uspešnija verifikacija realizovana aplikacijom SAP2000 sa ekvivalentnim modulom elastičnosti i prosečnih odstupanja, račun – merenje, za:

- 3D fini model:

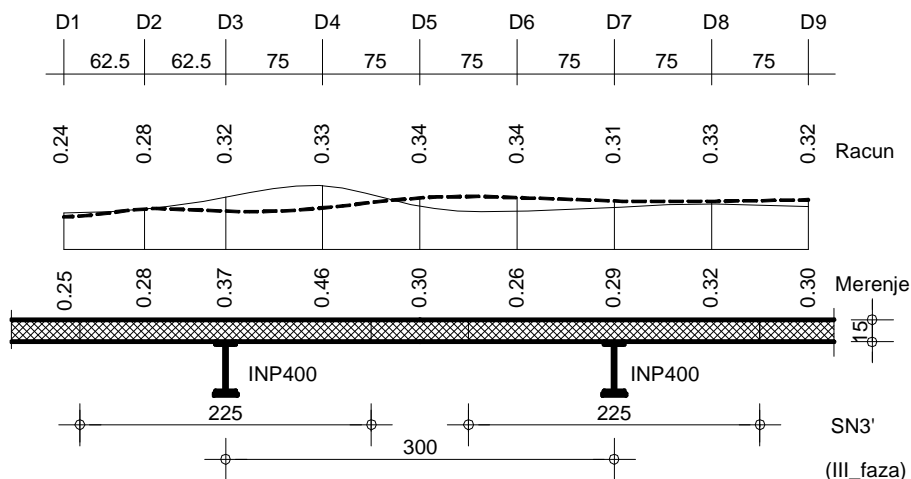
$$R = \left(1 - \frac{\Delta\sigma_{sr}^r}{\Delta\sigma_{sr}^m} \right) \cdot 100 = \left(1 - \frac{0.66}{0.75} \right) \cdot 100 = 12.00\%$$

- 3D redukovani model:

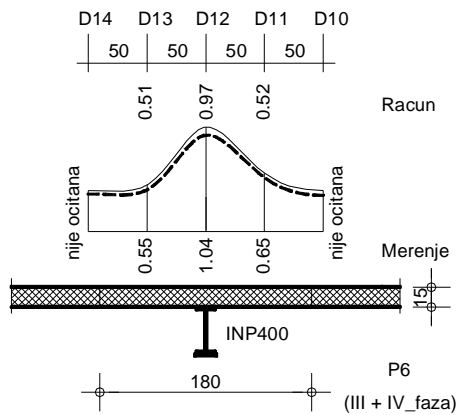
$$R = \left(1 - \frac{\Delta\sigma_{sr}^r}{\Delta\sigma_{sr}^m} \right) \cdot 100 = \left(1 - \frac{0.67}{0.75} \right) \cdot 100 = 10.66\%$$

Tabela 1 – Srednja vrednost prirasta napona Ds_{sr} [kN/cm²]

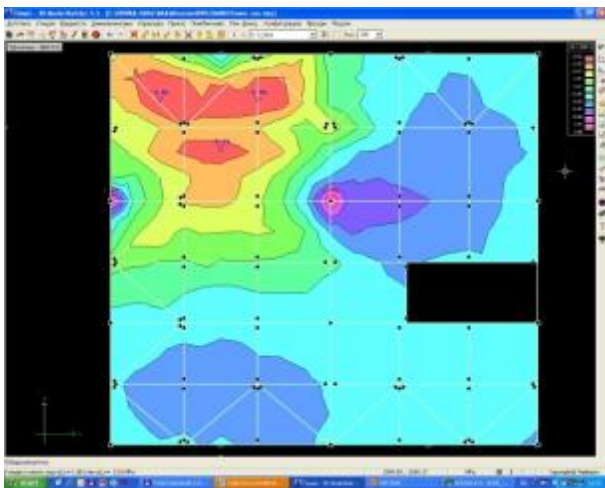
MODEL			MERENJE	PRORAČUN	
				SAP2000	TOWER
			(1)	(2)	(3)
3D fini	M_2	SN3'	0.32	0.27	0.23
		P6	0.75	0.65	0.30
	M_2EKV	SN3'	0.32	0.27	0.30
		P6	0.75	0.66	0.38
3D redukovani	M_3	SN3'	0.32	0.27	0.24
		P6	0.75	0.66	0.31
	M_3EKV	SN3'	0.32	0.27	0.31
		P6	0.75	0.67	0.40



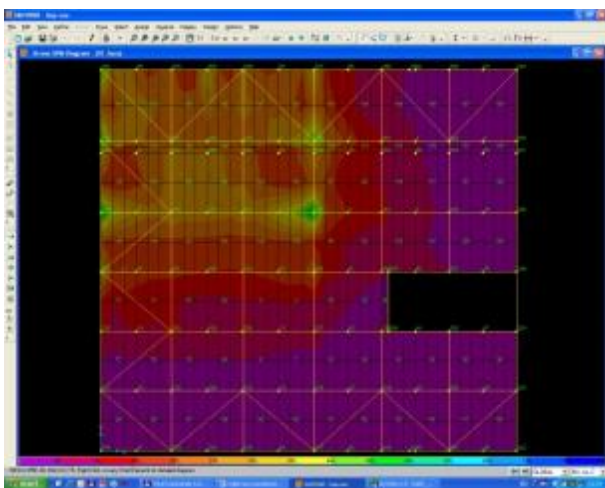
Slika 10. Tower 5.5: Model M_3 EKV – promena prirasta normalnih napona u AB ploči



Slika 11. SAP2000: Model M_3 EKV – promena prirasta normalnih napona u AB ploči



Slika 12. Tower: 3D fini model M_2 – III faza, slika napona u formi punih izolinija



Slika 13. SAP: 3D fini model M_2 – III faza, slika napona u formi punih izolinija

Na osnovu kraćeg pregleda rezultata i svega iznetog zapaža se da je **3D redukovani model** uz primenu geometrijsko – mehaničke analogije, prema kriterijumu

nosivosti može prihvatiti kao **proračunski model** međuspratne spregnute tavanice.

7.2 Kriterijum upotrebljivosti – analiza vertikalnih deformacija

Kriterijum upotrebljivosti u ovom radu se kontroliše analizom vrednosti vertikalnih opštih deformacija – ugiba u karakterističnim mernim mestima spregnutih nosača u svemu prema šemi mernih mesta i mernih preseka. Na osnovu proračuna 3D finog, 3D redukovanog i 2D grubog modela konstrukcije hale u SAP i Tower, aplikacijama dobijene su vrednosti ugiba u 12 mernih tačaka. Na (sl. 14, i sl. 15), su izdvojeni rezultati za vrednosti ugiba za merno mesto 6 za III fazu probnog opterećenja. Na osnovu proračuna sa obe aplikacije za merno mesto 6, i za III+IV fazu probnog opterećenja razlika merenih i računskih ugiba je za:

- Tower 5.5. – 3D fini model:

$$R = \left(1 - \frac{\Delta_r}{\Delta_m}\right) \cdot 100 = \left(1 - \frac{7.99}{8.20}\right) \cdot 100 = 2.56\%$$

- SAP2000 – 3D redukovani model:

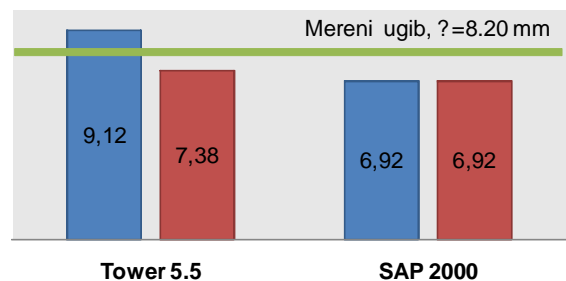
$$R = \left(1 - \frac{\Delta_m^{rel}}{\Delta_r}\right) \cdot 100 = \left(1 - \frac{5.20}{5.99}\right) \cdot 100 = 13.19\%$$

Rekapitulacija

Grafički prikaz rezultata ugiba za merno mesto 6.

Vertikalno pomeranje - ugib [mm]

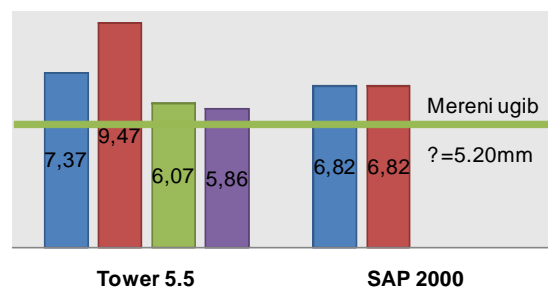
■ M_2 EKV ■ M_2



Slika 14. Apsolutne vrednosti ugiba – Model M_2, M_2EKV

Vertikalno pomeranje - ugib [mm]

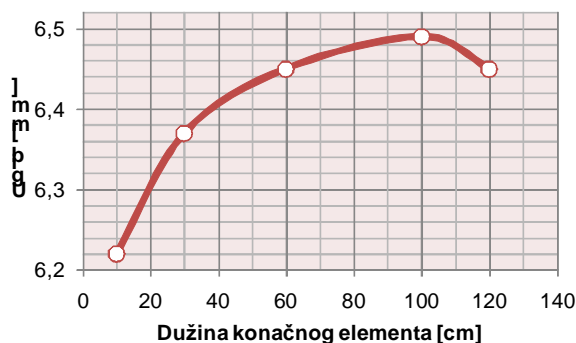
■ M_3 EKV ■ M_3 ■ M_1 SPR ■ M_1 SR



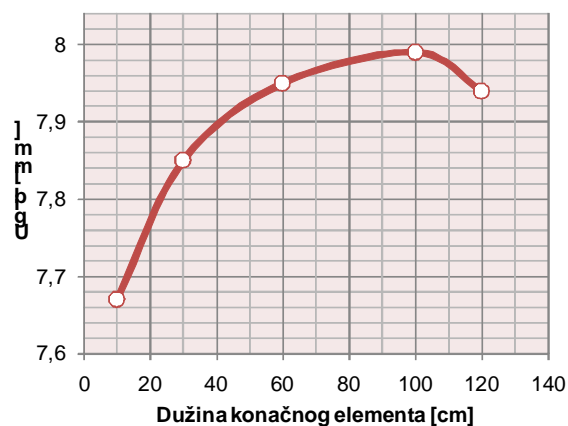
Slika 15. Relativne vrednosti ugiba – Model M_3, M_3EKV i M_1

Na osnovu sprovedene analize kriterijuma nosivosti i upotrebljivosti može se preporučiti da se kao prikladan usvoji 3D fini M_2EKV model kao proračunski model hale za aplikaciju Tower 5.5. Posle usvajanja matematičkog modela i aplikacija za modeliranje i proračun pristupilo se simulacijama jednog bitnog parametra matematičkog modela. Bitan parametar proračunskog - matematičkog modela u ovom primeru je odabrana dužina i broj KE (konačnih elemenata), pri diskretizaciji, tj. mreža KE. U prilog iznetoj činjenici sprovedena je kratka analiza sa aplikacijom Tower, paralelno sa modelom M_2 i modelom M_2EKV. Kao reprezentativno izabrano je merno mesto 6 sa III+IV fazom probnog opterećenja. Rezultati simulacija tretiranog parametra 3D matematičkog modela M_2 i M_2EKV prema ugibima dati su na (sl. 16a, i sl. 16b).

a) Proračunski model M_2



b) Proračunski model M_2EKV



Slika 16. Tower 5.5: Zavisnost veličine ugiba od dužine konačnog elementa

Na osnovu pokazanog, mogućnost izbora mreže KE u aplikaciji Tower sa opcijom dužine KE dovodi do rezultata prikazanih na slici 16. Prema tome, odstupanje ugiba na mernom mestu 6, za III+IV fazu probnog opterećenja pri diskretizaciji mreže KE sa elementima dužine 10cm, odnosno 10x10cm iznosi 6.46%, dok sa KE dužine 100cm, odnosno 100x100cm iznosi 2.56%. Zbog toga se predlaže kao pouzdaniji način diskretizacije bude korišćen broj podela unutar modelovanog elementa štapa u preprocesor. Ako se, iz nekih razloga, za kriterijum usvoji vreme i broj čvorova u

mreži KE, tada je za tačnost rezultata ugiba od 2.56% potrebno 372 čvorne tačke pri čemu je vreme proračuna 3 sekunde. Nasuprot tome, za tačnost rezultata ugiba od 6.46% potrebno je 37363 čvorne tačke pri čemu je vreme proračuna 1 minut i 36 sekundi.

8 ZAVRŠNE NAPOMENE I ZAKLJUČAK

Na osnovu modeliranja i simulacija spregnute međuspratne tavanice primenom računarskih aplikacija za potrebe eksperimentalno – teorijske analize i svega iznetog u ovom istraživanju, naglašavaju se određena zapažanja i zaključci:

- U radu je primenjena i realizovana potpuna interakcija računarskih CAD – CAA aplikacija sa geometrijski identičnim modelom konstrukcija hale.

- Za fazu projektovanja spregnutih konstrukcija tipa "čelik – beton" sa metodološkog gledišta postoji teorijsko – eksperimentalnim putem ustanovljen pristup modeliranju konstrukcija 3D geometrijskim identičnim modelom sa aplikacijama CAA primenom geometrijsko – mehaničke analogije.

- Konstatuje se da na identičnom matematičkom modelu sa aplikacijama korišćenim u ovom istraživanju koje koriste softver na bazi MKE, izlazni rezultati nisu identični, a Tower 5.5 daje prihvatljive rezultate za kriterijum nosivosti i kriterijum upotrebljivosti,

- Predloženi jednostavan proračunski model tj. Model M_1, sa inženjerskog gledišta daje pouzdane rezultate i može se primeniti u inženjerskoj praksi,

- Potvrđeno je da tačnost rezultata proračuna metodom konačnih elemenata zavisi od izbora konačnog elementa i načina diskretizacije mreže konačnih elemenata i da se može preporučiti uvođenje mreže koja daje zadovoljavajuće rezultate (sl. 16),

- Kriterijum nosivosti je zadovoljen – regularno stanje konstrukcije u uslovima eksploatacije,

- Kriterijum upotrebljivosti je zadovoljen – regularno stanje konstrukcije u uslovima eksploatacije,

- Za proračunsko opterećenje novoprotjektovanih spregnutih tavanica predlaže se u iznosu od 11.00 kN/m².

Napomena: Ovaj rad je rezultat dela istraživanja na projektu 16018 koji finansira Ministarstvo za nauku Republike Srbije.

9 LITERATURA I IZVORI

- [1] Elaborat o ispitivanju spregnute međuspratne konstrukcije u dograđenom skladištu fabrike kolača "Banini" u Kikindi pod uticajem statičkog i dinamičkog probnog opterećenja, TMTK – 002/04, Subotica, **2004**.
- [2] M. Atić: Modeliranje i simulacija spregnute konstrukcije primenom računarskih aplikacija sa gledišta nosivosti i upotrebljivosti, Diplomski rad, Subotica, **2006**.
- [3] EN 1994 – 1 – 1: 2004, Evrokod 4: Proračun spregnutih konstrukcija od čelika i betona, deo 1 – 1: Opšta pravila i pravila za zgrade, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu i Jugoslovensko društvo građevinskih konstruktera JDGK, Beograd, **2006**.

- [4] Grupa autora: Beton i armirani beton prema BAB '87, Priručnik za primenu pravilnika o tehničkim normativima BAB '87, Građevinska knjiga, Beograd, **1991**.
- [5] N. Hajdin, L.J.M. Vlajić, G. Srećković: Prikaz značajnih odnosa "Teorija – eksperiment" na primeru mostova preko Dunava u Jugoslaviji, Materijali i konstrukcije 38, Beograd, **1995**.
- [6] L.J.M. Vlajić, R. Beleslin, I.M. Miličić: Eksperimentalno – teorijska analiza ponašanja pečurkaste međuspratne konstrukcije – preduzeće "Soko – Štark" Beograd, Nemzetközi konferencia 2000 július 3 – 4, Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem Építéskivitelezési Tanszék, Budapest, **2000**.
- [7] M. Ačić, L.J. M. Vlajić, P. Čolić: Eksperimentalna i teorijska analiza istraživanja ponašanja modela i prototipa montažnog predhodno napregnutog AB – mosta sa sprežanjem kolovozne ploče i glavnih nosača visokovrednim zavrtnjima, Zbornik II kongresa JDGK Srbije, Aranđelovac, K – 2, str. 67 – 73, **1992**.
- [8] I.M. Miličić: Prilog analizi kriterijuma upotrebljivosti mostovskih konstrukcija interakcijom računarske simulacije i 3D laserskog skeniranja, Magistarski rad, Subotica, **2004**, str. 89 – 98.
- [9] I.M. Miličić: Teorijsko eksperimentalna analiza preraspodele opterećenja pri određivanju kriterijuma upotrebljivosti mostovskih konstrukcija, Doktorska disertacija, Subotica, **2007**.
- [10] I.M. Miličić, L.J.M. Vlajić: Eksperimentalno – teorijska analiza spregnute tavanice regalnog skladišta pri statičkom dejstvu u fabrici "Banini A.D." u Kikindi, Zbornik radova 12. Kongres JDGK, Knjiga II, Vrnjačka Banja, **2006**, str. 25 – 40.
- [11] B. Deretić – Stojanović, S. Seizović: Proračun tečenja i skupljanja kod spregnutih konstrukcija od čelika i betona, Zbornik radova 12. Kongres JDGK, Knjiga II, Vrnjačka Banja, **2006**, str. 19 – 24.
- [12] A. Prokić: Matrična analiza tankozidnih konstrukcija, Kramerprint, Zemun, **1999**.
- [13] R. Folić: Analiza aktivne širine ploče i graničnih stanja od amiranog i prethodno napregnutog betona, Novi Sad, **1975**.
- [14] D.D. Milašinović: The Finite Strip Method in Computational Mechanics, Faculty of Civil Engineering Subotica, University of Novi Sad, Birografika Subotica, **1997**.
- [15] W. De Corte, P. Van Bogaert: The effect of shear deformations in floor beams on the moment distribution in orthotropic plated bridge decks, Journal of Constructional Steel Research, **2006**.
- [16] G. Marčiukaitis, B. Jonaitis, J. Valivonis: Analysis of deflections of composite slabs with profiled sheeting up to the ultimate moment, Journal of Constructiona

REZIME

NUMERIČKO MODELIRANJE I SIMULACIJA: EKSPERIMENTALNO – TEORIJSKE ANALIZE SPREGNUTE TAVANICE PRI STATIČKOM DEJSTVU

Ilija M. MILIČIĆ
Ljubomir M. VLAJIĆ
Radomir J. FOLIĆ

Da bi se odredio nivo proračunskog opterećenja za spregnutu međuspratnu konstrukciju, u fabrici "Banini A. D." u Kikindi, za proračun graničnih stanja nosivosti i upotrebljivosti analizirano je više matematičkih modela. Modeli su različitog nivoa složenosti i tačnosti. Modeli se zasnivaju na teorijskim postavkama i rezultatima eksperimentalnih istraživanja. Modeli su poslužili za odgovarajuće numeričke simulacije radi formulisanja odgovarajućih zaključaka i preporuka. U računskom modeliranju sa 3D identičnim modelom za modeliranje AB ploče spregnutog nosača u funkciji promene krutosti u pravcu raspona nosača, primenjen je ekvivalentni modul elastičnosti. Na taj način su kriterijumi nosivosti i upotrebljivosti preko modela po sprovedenom ispitivanju zadovoljeni, pri čemu su rezultati uporedivi sa našim Pravilnikom za BAB '87.

Ključne reči: konstrukcija, modeliranje, simulacija, ekvivalentni modul elastičnosti, ugib.

SUMMARY

MATHEMATICAL MODELLING AND SIMULATIONS: EXPERIMENTAL – THEORETICAL ANALYSIS OF COMPOSITE FLOOR UNDER STATIC ACTIONS

Ilija M. MILIČIĆ
Ljubomir M. VLAJIĆ
Radomir J. FOLIĆ

In order to determine the level of designed loading for a composite floor structure in Banini A.D. factory in Kikinda several mathematical models were analysed for the calculation of serviceability and ultimate limit states. The models differ in complexity and accuracy. They are based on theoretical assumptions and experimental research results. The models served for corresponding numerical simulations to formulate some conclusions and recommendations. In the 3D model for modelling RC slabs of the composite beam in the function of stiffness change in the direction of the beam's span, the equivalent modulus of elasticity was used. Thus, the criteria of bearing capacity and serviceability on the model were satisfied after the conducted investigation, and the results were comparable with our regulation for BAB'87.

Key words: structures, moulding, simulation, equivalent modulus of elasticity, deflection.

IZBOR prof. dr RADOMIRA FOLIĆA, dipl. inž. građ. ZA EMERITUSA

Senat Univerziteta u Novom Sadu na svojoj 23. redovnoj sednici održanoj 24. januara 2008. godine doneo odluku da prvi put u istoriji Univerziteta dodeli zvanje profesor emeritus. Pored pet istaknutih nastavnika i naučnika Univerziteta u Novom Sadu zvanje profesora emeritusa dobio je i naš uvaženi profesor dr Radomir Folić, dipl. inž. građ.

Komisija je o kandidatu za profesora emeritusa dala mišljenje i rezime i zaključak o ispunjenosti uslova.

"Pregled i analiza radova prof. dr Radomira Folića u širokoj oblasti građevinskog konstrukterstva svrstava ga u red najplodnijih istraživača u zemlji, a prema naučnim kartonima 2006. godine imao je najveći ukupni indeks kompetencije na Univerzitetu u Novom Sadu. Razvio je niz metodologija i tehničkih rešenja koja su široko prihvaćena ne samo kod nas već i u inostranstvu. Njegov višedecenijski rad na razvoju Oseka za građevinarstvo, sada i za arhitekturu mu je obezbedio visok ugled na Fakultetu i Univerzitetu, dok ga rezultati naučno-istraživačkog rada i konstrukterstva svrstavaju među poznate i priznate stvaraoce u oblasti graditeljstva, ne samo u našoj zemlji već i u svetu. Na osnovu izloženog u Izveštaju, Komisija je mišljenja da prof. dr Radomir Folić ispunjava sve uslove za izbor u zvanje profesora emeritusa Univerziteta u Novom Sadu.

IX REZIME I ZAKLJUČAK O ISPUNJENOSTI USLOVA:

1. Posebna dostignuća u naučnom, odnosno umetničkom, stručnom i pedagoškom radu:

Prof. Radomir Folić je rukovodio izradom 5 tema, 3 potprojekata i 13 projekata iz osnovnih tehnoloških istraživanja. Vredne rezultate postigao je u: Teoriji konstrukcija, Zemljotresnom inženjerstvu, Betonskim i Montažnim BK, i proučavanju interakcije konstrukcija-tlo. Kombinujući teorijska i eksperimentalna istraživanja formulisao je više modela za analizu nosećih elemenata i konstrukcija (nosači T–preseka, AB dijafragmi, MBK-a sa popustljivim spojevima, i dr.). Za analizu dugotrajnih dejstava betonskih preseka, sa saradnicima, razvio je opšte rešenje. Razvio je niz metodologija i originalnih tehničkih rešenja koja su široko prihvaćena u nas i u inostranstvu. Na bazi seizmičke eksperimentalne provere veza konstrukcije zgra-



da "Montastan 1. maj" iz Bačke Topole predložio je adekvatne modifikacije. Sa akademikom B. Petrovićem, istražujući veze KP betonskih zgrada u seizmičkim područjima, (Yu – SAD– Berkeley) predložio je vezu zidova armaturom na krajevima panela, kasnije usvojenu u Evropskim normama. Publikovao je 539 radova. U 320 radova je prvi ili jedini autor, a u 94 jedini autor. Ostvario je visok indeks naučne kompetencije od 755,4 (bez projekata). Citiran je 43 puta sa 32 citata i 11 samocitata, što je u njegovoj struci veliki broj. Po podacima iz NK do 2004. godine imao je najveći indeks kompetencije na Univerzitetu.

Autor je ili koautor velikog broja studija, ekspertiza i projekata. Konstruktor je brojnih realizovanih objekata. U njima je ispoljio visok stepen originalnosti, kreativnosti i smelosti, a konstrukcija zgrade SNP u Novom Sadu, Spomenik na Šari i Spomen kosturnica u Titovom Velesu predstavljaju izuzetne domete u građevinskom konstrukterstvu. Za svoj rad dobio je više priznanja: od Instituta za ispitivanje materijala Srbije nagradu za uspešan naučno-istraživački i stvaralački rad 1993. godine. Za rad na uvođenju Evropskih normi u našu praksu dobio je Povelju Jugoslovenskog društva građevinskih konstruktera (JDGK) za najbolje ostvarenje u oblasti nauke i tehnologije 1998. godine. Od JDGK je dobio povelju za životno delo u građevinskom konstrukterstvu 2002. godine (kao 17. dobitnik od kada se dodeljuje).

Postavio je više predmeta na redovnim i posle diplomskim studijama. U nastavi uspešno koristi svoje bogato iskustvo iz istraživačkog i projektantskog rada. Potvrda dobro osmišljenih i postavljenih predmeta je podatak da se najveći broj kandidata GO (510) opredelio za izradu diplomskih radova kod prof. Folića. Bio je mentor/komentor za 22 magistarske teze i 11 doktorskih disertacija. Kulturno prosvetna zajednica Srbije 1999. godine dodelila mu je Plaketu i Zlatnu značku za stvaralački doprinos u širenju kulture. Udruženje UP i naučnika Srbije – Odbor Novi Sad, 2005. godine dodelilo mu je zlatnu povelju za životno delo za tehničko-tehnološke nauke, a maja 2007. Politehnika "Lj. Karavelov" iz Sofije dodelila mu je počasni doktorat (Dr.h.c.). Od 2000. godine redovni je član Jugoslovenske inženjerske akademije, a njen predsednik od februara 2007. godine".

* Preuzeto iz časopisa IZGRADNJA br. 62/2008, str. 111

ZASLUŽENO PRIZNANJE

U lepom ambijentu našeg Zlatibora, na Simpozijumu Društva građevinskih konstruktora Srbije, održanom krajem septembra 2008. godine, dodeljeno je priznanje - povelja - za životno delo u građevinskom konstrukturstvu red. profesoru dr Mihailu Muravljovu, dipl.inž.građ.

Prilikom primanja tog značajnog priznanja za sve što je do sada postigao u struci i nauci, za proteklih skoro pet decenija, Mihailo Muravljev je napomenuo da se takvo priznanje dodeljuje ili pri penzionisanju, odnosno po završetku zvaničnog službovanja, ili pri kraju života. Međutim, naglasio je, to se na njega ne odnosi; penzionisan je pre pet godina i ne smatra da je na kraju svog radnog veka, već naprotiv, i zato reče: "ćeraćemo se još". Time je pokazao koliko je vitalan i oran za dalje učestvovanje u stručnom i naučnom stvaralaštvu, spreman da nastavi svoj rad kome se posvetio i u kome je puno toga postigao.

Šta je to što je Mihailo Muravljev radio u domenu graditeljstva, do sada?

Struka, koja je uvek stvarala celom čovečanstvu dobrobit življenja gradeći zgrade, puteve, mostove, u kojima narodi bitišu, bolje komuniciraju, doživljavaju napredak, u toj struci Mihailo Muravljev se posvetio radu u tri pravca. Prvo u stručnom radu - konstrukturstvu - zatim naučnom radu: ispitivanju, istraživanju, tehnologiji i primeni građevinskih materijala i konstrukcija; i treće: u nastavničkom radu. Sav taj rad je prevashodno realizovan na Građevinskom fakultetu u Beogradu, u Institutu za materijale i konstrukcije, zatim kroz nastavu kroz predavanje studentima, ponajviše oblasti nauke o materijalima, njihovom ponašanju i adekvatnoj primeni.

U konstrukturstvu, Mihailo Muravljev se iskazao kroz veliki broj projekata, stručnih studija, sanacija, ekspertiza i predloga za usavršavanje konstrukcijskih rešenja.

U svom naučnom radu je, kroz mnogobrojne referate (250), na domaćim i stranim stručnim skupovima, prikazao i afirmisao svoju delatnost i postignute rezultate u istraživačkom domenu rada, dajući svoj veliki doprinos naučnoj komponenti struke. Obuhvatio je primenjeno konstrukturstvo, tehnologiju građenja i građevinske materijale, posebno u sferi primene najznačajnijeg materijala XX veka - betona, gde je on značajan učesnik u unapređenju, usavršavanju i posebno u savremenoj primeni betona.



U nastavničkom radu Mihailo Muravljev nije samo podučavao studente po nastavnim programima, već im je prenosio svoja stručna saznanja, dajući im impulse za razumevanje primene materijala i konstrukcija, kako u elementarnom strukovnom obrazovanju, tako i u naučnom, kroz mentorstvo i u komisijama za odbranu magistarskih i doktorskih teza. To obimno polje rada na fakultetima (Beograd, Novi Sad, Podgorica, Niš, Priština i dr.) obogatio je mnogobrojnom udžbeničkom i visokostručnom objavljenom literaturom, kako bi omogućio i nastu-

pajućim generacijama lak pristup predmetima koje je predavao, što je produbio kroz svoju stalnu posvećenost struci i nauci.

Pri svemu tome, Mihailo Muravljev nije zanemario svoju nastavničku obavezu prema svojim saradnicima, njima je pružio neophodne povoljne uslove za naučni, ali i značajan stručni rad, kao i za usavršavanje i napredovanje, podstičući ih u radu svojim primerom.

U kontaktima sa saradnicima, studentima i kolegama uvek je pristupačan, spreman da odgovori svakom ko mu se obrati, bez nadmenosti, ostajući u granicama skromnosti, uvek spreman da šalom, ili spretnom rečju, smanji tenzije pri često napornim strukovnim diskusijama, spreman da prihvati tuđa mišljenja, kad uvidi njihovu tačnost.

Vrlo značajnu sveobuhvatnost prikazivanja rada mnogih stručnjaka, referata, članaka, izveštaja, ostvario je kroz Društvo za ispitivanje i istraživanje materijala i konstrukcija, nekada Jugoslavije, a sada Srbije, gde je kao višegodišnji predsednik, organizovao kongrese Društva, naučne skupove i simpozijume, kao i objavljivanje tih radova u zbornicima sa sastanaka i u stručnom časopisu Materijali i konstrukcije. Takođe je stvarana saradnja sa domaćim i stranim institucijama, nažalost prekinuta usled opšteg raspada na našim prostorima devedesetih godina prošlog veka.

Rezultati obimnog rada širokog dijapazona, krupnog uspesima i dobijenim priznanjima, Mihaila Muravljeva rangira u vrlo značajne srpske naučnike. To je ostvareno unapređivanjem naše građevinske struke, praktično i teorijski, u čemu možemo samo da očekujemo još doprinosa i uspeha, te mu zato želimo sve najbolje pri daljem "ćeranju".

Prof. dr ŽORŽ POPOVIĆ, DIA

ISPRAVKA

U broju 2/2008 publikovani rad Slavka Zdravkovića i Dragana Zlatkova molimo čitaoce da uvažavaju sugestije recenzenta da obrate pažnju na član u jednačini koji je predstavljen cifrom 2,84. Autor može koristeći neku postojeću kartu aktivnosti da pokuša da dobije vrednosti za K_{max} uzimajući sa mape neku datu aktivnost.

$$\log A = 2,84 + 0,21 (K_{max} - 15) ; \quad K_{max} \leq 15$$

$$\log A = 2,84 + 0,39 (K_{max} - 15) ; \quad K_{max} > 15$$

UPUTSTVO AUTORIMA

Prihvatanje radova i vrste priloga

U časopisu Materijali i konstrukcije štampaće se neobjavljivi radovi ili članci i konferencijska saopštenja sa određenim dopunama ili bez dopuna, prema odluci Redakcionog odbora, a samo izuzetno uz dozvolu prethodnog izdavača prihvaćće se i objavljeni rad. Vrste priloga autora i saradnika koji će se štampati su: originalni naučni radovi, prethodna saopštenja, pregledni radovi, stručni radovi, konferencijska saopštenja (radovi sa naučno-stručnih skupova), kao i ostali prilozi kao što su: prikazi objekata i iskustava-primeri, diskusije povodom objavljenih radova i pisma uredništvu, prikazi knjiga i zbornika radova, kao i obaveštenja o naučno-stručnim skupovima.

Originalni naučni rad je primarni izvor naučnih informacija i novih ideja i saznanja kao rezultat izvornih istraživanja uz primenu adekvatnih naučnih metoda. Dobijeni rezultati se izlažu kratko, jasno i objektivno, ali tako da poznavalac problema može proceniti rezultate eksperimentalnih ili teorijsko numeričkih analiza i tok razmišljanja, tako da se istraživanje može ponoviti i pri tome dobiti iste ili rezultate u okvirima dopuštenih odstupanja, kako se to u radu navodi.

Prethodno saopštenje sadrži prva kratka obaveštenja o rezultatima istraživanja ali bez detaljnih objašnjenja, tj. kraće je od originalnog naučnog rada. U ovu kategoriju spadaju i diskusije o objavljenim radovima ako one sadrže naučne doprinose.

Pregledni rad je naučni rad koji prikazuje stanje nauke u određenoj oblasti kao plod analize, kritike i komentara i zaključaka publikovanih radova o kojima se daju svi neohodni podaci pregledno i kritički. Navode se sve bibliografske jedinice korišćene u obradi tematike, kao i radovi koji mogu doprineti rezultatima daljih istraživanja. Ukoliko su bibliografski podaci metodski sistematizovani, ali ne i analizirani i raspravljeni, takvi pregledni radovi se klasifikuju kao stručni pregledni radovi.

Stručni rad predstavlja koristan prilog u kome se iznose poznate spoznaje koje doprinose širenju znanja i prilagođava-nja rezultata izvornih istraživanja potrebama teorije i prakse. On sadrži i rezultate razvojnih istraživanja.

Konferencijsko saopštenje ili rad sopsšten na naučno-stručnom skupu koji mogu biti objavljeni u izvornom obliku ili ih autor, u dogovoru sa redakcijom, bitno preradi i proširi. To mogu biti naučni radovi, naročito ako su sopsštenja po pozivu Organizatora skupa ili sadrže originalne rezultate prvi put objavljene, pa ih je korisno uz određene dopune učiniti dostupnim široj stručnoj javnosti. Štampaće se i stručni radovi za koje Redakcioni odbor oceni da su od šireg interesa.

Sinopsis-opsežni sažetak (Extended abstract) predstavlja skraćen članak na dve strane font 10pt, koji će se štampati na engleskom jeziku za članke pisane na srpskom, a na srpskom jeziku za članke pisane na engleskom jeziku. U njemu se daje sažet opis predmeta i cilja rada, primenjenih metoda i postupaka istraživanja, prikazuju svi originalni rezultati potkrepljeni ilustracijama, kao i popis citirane literature. Objavlivanje Sinopsisa ne isključuje objavljivanje sažetka-rezimea od oko 150 reči uz tekst članka.

Ostali prilozi su prikazi objekata, tj. njihove konstrukcije i iskustava-primeri u građenju i primeni različitih materijala, diskusije povodom objavljenih radova i pisma uredništvu, prikazi knjiga i zbornika radova, kao i obaveštenja o naučno-stručnim skupovima.

Autori uz rukopis predlažu kategorizaciju članka. Svi radovi pre objavljivanja se recenziraju, a o prihvatanju za publikovanje o njihovoj kategoriji konačnu odluku donosi Redakcioni odbor. Recenzenti mogu, kada je to potrebno, direktno kontaktirati sa autorima, da bi se pre pisanja konačne recenzije otklonili eventualni nedostaci u radu. Da bi se ubrzao postupak prihvatanja radova za publikovanje, potrebno je da autori uvažavaju Uputstva za pripremu radova koja su navedena u daljem tekstu.

Uputstva za pripremu rukopisa

Rukopis slati, na adresu Redakcionog odbora, otkucan jednostrano na listovima A-4 sa marginama od 25mm, u Wordu fontom Times New Roman sa 12pt (sa 60 slovnih znakova u redu i 35 redova po strani) i jednu kopiju svih

delova rada i priloga. Uz rukopis se predaje i elektronska kopija tekst fajlova, na disketi ako je sadržaj pretežno tekst, ili na CD-u ako ima više slika i grafičkih priloga. Autor je obavezan da čuva jednu kopiju rukopisa kod sebe zbog eventualnog oštećenja ili gubitka rukopisa.

Svaka stranica treba da bude numerisana, a optimalni obim članka je oko 16 stranica (30000 slovnih mesta) uključujući slike, fotografije, tabele i popis literature. Za radove većeg obima potrebna je saglasnost Redakcionog odbora.

Naslov rada treba sa što manje reči (poželjno osam, a najviše do jedanaeset) da opiše sadržaj članka. U naslovu ne koristiti skraćenice ni formule. U radu se iza naslova daju ime i prezime autora, a titule i zvanja, kao i ime institucije u podnožnoj napomeni. Autor za kontakt daje telefone, faks i adresu elektronske pošte, a za ostale autore poštansku adresu.

Uz sažetak (rezime) od oko 150 do 200 reči, na srpskom i engleskom jeziku daju se ključne reči (do deset). To je jezgrovit prikaz celog članka i čitaocima omogućuje uvid u njegove bitne elemente.

Rukopis se deli na poglavlja i potpoglavlja uz numeraciju, po hijerarhiji, arapskim brojevima. Svaki rad ima uvod, sadržinu rada sa rezultatima, analizom i zaključcima. Na kraju rada se daje popis literature.

Kod svih dimenzionalnih veličina obavezna je primena međunarodnih SI mernih jedinica.

Formule i jednačine treba pisati pažljivo vodeći računa o indeksima i eksponentima. Autori uz izraze u tekstu definišu simbole redom kako se pojavljuju, ali se može dati i posebna lista simbola u prilogu.

Prilozi (tabele, grafikoni, sheme i fotografije) rade se u crno-belom tehničkom, u formatu koji obezbeđuje da pri smanjenju na razmere za štampu, po širini jedan do dva stupca (8cm ili 16.5cm), a po visini najviše 24.5cm, ostanu jasni i čitljivi, tj. da veličine slova i brojeva budu najmanje 1.5mm. Originalni crteži treba da budu kvalitetni i u potpunosti pripremljeni za presnimavanje. Mogu biti i dobre, oštre i kontrastne fotokopije. Koristiti fotografije, u crno-belom tehničkom, na kvalitetnoj hartiji sa oštrim konturama, koje omogućuju jasnu reprodukciju. Skraćenice u prilogima koristiti samo izuzetno uz obaveznu legendu. Prilozi se posebno označavaju arapskim brojevima, prema redosledu navođenja u tekstu. Objašnjenje tabela daje se u tekstu.

Potrebno je dati spisak svih skraćenica korišćenih u tekstu.

U popisu literature na kraju rada daju se samo oni radovi koji se pominju u tekstu. Citirane radove treba prikazati po azbučnom redu. Literaturu u tekstu označiti arapskim brojevima u uglastim zagradama, kako se navodi i u Popisu citirane literature, napr [1]. Svaki citat u tekstu mora se naći u Popisu citirane literature i obrnuto svaki podatak iz Popisa se mora navesti u tekstu.

U Popisu literature se navode prezime i inicijali imena autora, zatim potpuni naslov citiranog članka, iza toga sledi ime časopisa, godina izdavanja i početna i završna stranica (od - do). Za knjige iza naslova upisuje se ime urednika (ako ih ima), broj izdanja, prva i poslednja stranica poglavlja ili dela knjige, ime izdavača i mesto objavljivanja, ako je navedeno više gradova navodi se samo prvi po redu. Kada autor citirane podatke ne uzima iz izvornog rada, već ih je pronašao u drugom delu, uz citat se dodaje «citirano prema...». Neobjavljeni članci mogu se pominjati u tekstu kao «usmeno saopštenje»

Autori su odgovorni za izneseni sadržaj i moraju sami obezbediti eventualno potrebne saglasnosti za objavljivanje nekih podataka i priloga koji se koriste u radu.

Ukoliko rad bude prihvaćen za štampu, autori su dužni da, po uputstvu Redakcije, unesu sve ispravke i dopune u tekstu i prilogima.

Za detaljnija tehnička uputstva za pripremu rukopisa autori se mogu obratiti Redakcionom odboru časopisa.

Rukopisi i prilozi objavljenih radova se ne vraćaju. Sva eventualna objašnjenja i uputstva mogu se dobiti od Redakcionog odbora.

Radovi se mogu slati i na e-mail: folic@uns.ns.ac.yu ili miram@uns.ns.ac.yu

