

Ljubljana, 10.06.2016

**POROČILO**

**št. P 644/15-610-2**

**Pregled in preiskave konstrukcije ter  
analiza potresne odpornosti stavbe  
URI - Soča (oddelki ABCD)  
na Linhartovi cesti 51 v Ljubljani,  
s smernicami za sanacijo in utrditev  
2. del**

---

**Naročnik:** URI - Soča, Linhartova cesta 51, 1000 Ljubljana

**Naročilo/pogodba:** Naročilnica št. 15-N003544 z dne 15.06.2015

---

**Nosilka naloge:**

mag. Marjana Lutman, univ.dipl.inž.grad.

**Vodja odseka:**

mag. Marjana Lutman, univ.dipl.inž.grad.



**Direktor:**

izr.prof.dr. Andraž Legat, univ.dipl.fiz.



## VSEBINA:

1. UVOD	3
2. DOPOLNILNI PREGLED TRAKTA A	3
3. ANALIZA OBREMENITEV NOSILNIH ZIDOV ZARADI NAVPIČNE OBTEŽBE	6
4. ANALIZA POTRESNE ODPORNOSTI	8
4.1 Potresna odpornost	8
4.2 Predpisana potresna obtežba	13
4.3 Presoja potresne odpornosti	13
5. POVZETEK IN PRIPOROČILA	17



## 1. Uvod

Univerzitetni rehabilitacijski inštitut - Soča je pri Zavodu za gradbeništvo Slovenije (ZAG) naročil pregled in preiskavo nosilne konstrukcije ter analizo potresne odpornosti stavbe URI-Soča, v kateri se nahajajo oddelki ABCD, ter smernice za potrebne sanacijske in utrditvene ukrepe, ki bodo osnova projektantu, da bo ukrepe vključil v projekt za prenovo. To zahteva veljavni standard Evrokod 8-3: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij - 3. del: Ocena in prenova stavb (SIST EN 1998-3: 2005).

Prvi del naloge smo opravili v letu 2015 in izdelali prvo poročilo (št. P 644/15-610-1 z dne 30.7.2015), v katerem smo podali rezultate pregleda in preiskav celotne stavbe ter rezultate analize potresne odpornosti in smernice za utrditev za vzhodni trakt - trakt B (z oddelki B in D). V tem - drugem poročilu pa so podani rezultati analize potresne odpornosti in smernice za utrditev še za trakt A (oddelka A in C).

Pri delu smo upoštevali sledečo tehnično dokumentacijo, ki nam jo je posodil naročnik:

1. Gradnja Zavoda za rehabilitacijo invalidov LRS - glavni projekt, II. etapa, Splošni projektivni biro Ljubljana, 1955;
2. Sestrski nadzor oddelkov A, B, C in D – tlorisa pritličja in nadstropja, Arhitektura MJ Ljubljana, avgust 2014;
3. Projekt IVD za oddelka B in D - načrt arhitekture PZI - tlorisa pritličja in nadstropja, Arhitektura MJ Ljubljana, št. proj. BD-2015, april 2015;
4. Rekonstrukcija objekta Soča - projekt gradbenih konstrukcij PZI, Mprojekt Krška vas, št. proj. 24/15, maj 2015.

V poročilu so omenjeni sledeči standardi in pravilniki:

5. *Pravilnik o mehanski odpornosti in stabilnosti objektov* (Ur.l.RS št. 101/2005),
6. *Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij - 1-1. del: Splošna pravila za stavbe - Pravila za armirano in nearmirano zidovje* (SIST ENV 1996-1-1:2004),
7. *Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij - 1. del Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe* (SIST EN 1998-1:2005) skupaj z Nacionalnim dodatkom (SIST EN 1998-1:2005/A101),
8. *Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih* (Ur.l.SFRJ št. 31/1981).

## 2. Dopolnilni pregled trakta A

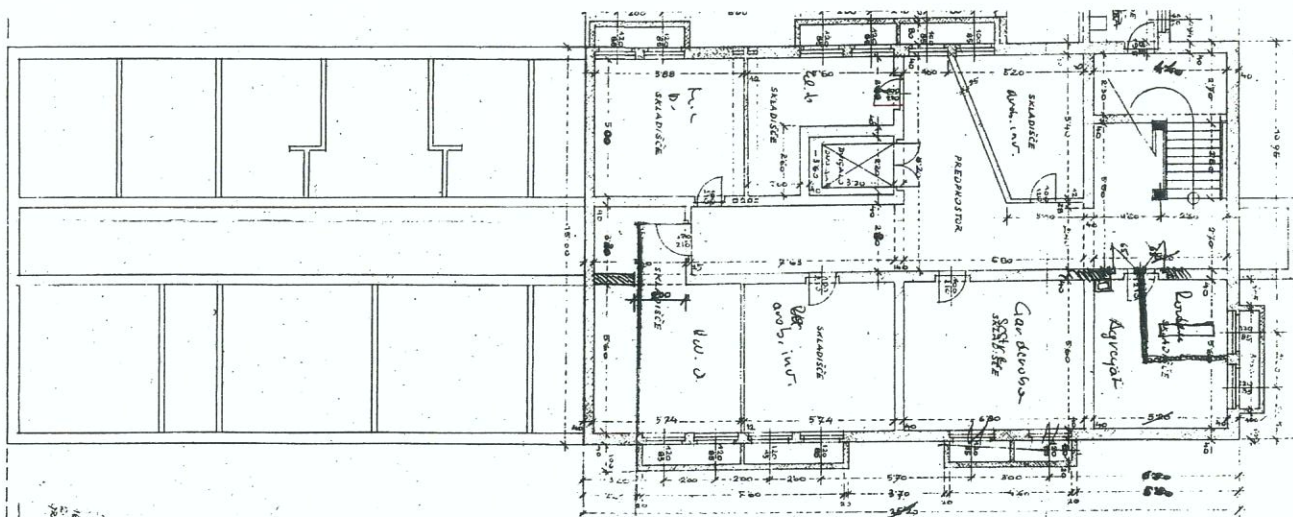
Za pridobitev potrebnih podatkov za analizo konstrukcije smo v času med 24.05. in 3.06.2016 opravili dopolnilni pregled stavbe in pregled dodatne tehnične dokumentacije. Odstopanja od projekta za izgradnjo trakta A [1] smo ugotovili že ob osnovnem pregledu stavbe:

Stopnišče (oznaka A na sliki 2.2):

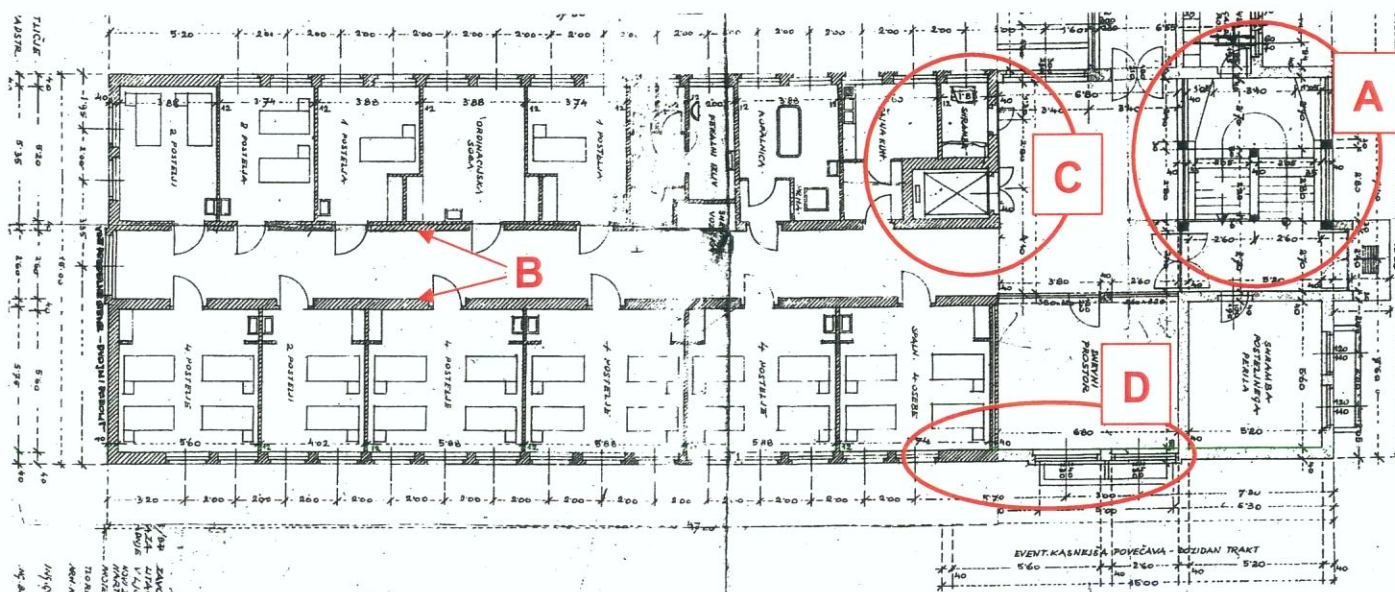
- Širina stopnišča dejansko znaša 4.40 m. Iz načrtov [1] je razvidna širina stopnišča 5.20 m, le v tlorisu kleti (slika 2.1) pa je vnešena sprememba na 4.40 m.
- Navpično nosilno konstrukcijo ob stopnišču sestavljajo nosilni opečni zidovi in ne a.b. stebri [1],



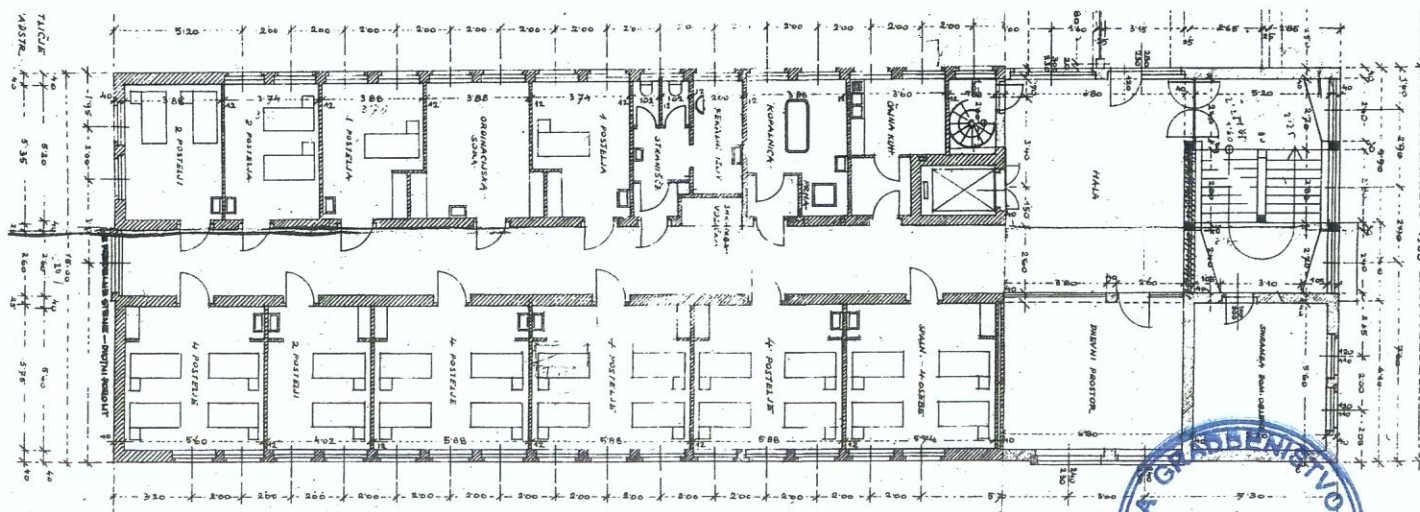




Slika 2.1: Tloris kleti [1].



Slika 2.2: Tloris pritličja [1].



Slika 2.3: Tloris nadstropja [1].



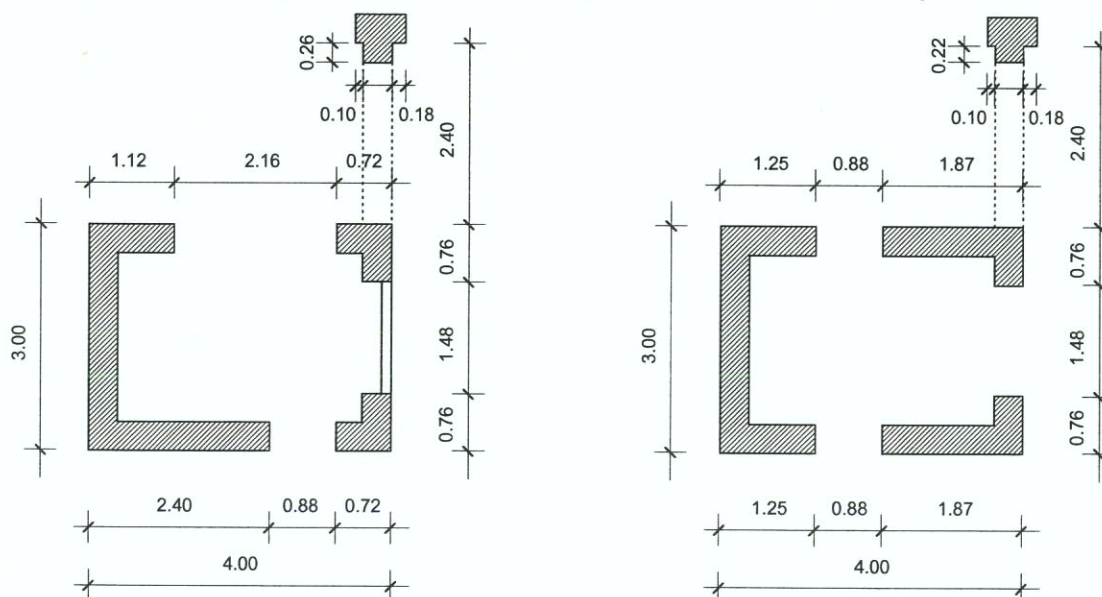


Notranji vzdolžni nosilni zidovi (oznaka B na sliki 2.2):

- notranji nosilni zidovi na obeh straneh hodnika so v pritličju debeli 38 cm, v nadstropju pa 25 cm. V načrtih so v obeh etažah debeli 38 oziroma 40 cm,
- razpored prostorov in vrtnih odprtin v zidu na vzhodni strani hodnika se večinoma sklada z načrtom [1], bistvene razlike pa so zaradi prezidav nastale na zahodni strani hodnika. V območju prezidav so v zidu vidne razpoke. Ugotovljeno stanje smo upoštevali v analizi (slika 3.1).

Obodni zidovi in notranjost prvotnega dvigalnega jaška (oznaka C na sliki 2.2):

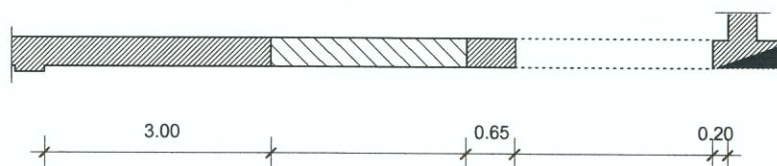
- Pridobili smo dodatne informacije v zvezi s preteklimi posegi [2]. Iz prvotno pregledane dokumentacije ([3] in [4]) je bilo mogoče sklepati, da so bili obodni opečni zidovi prvotnega dvigalnega jaška rekonstruirani, po informacijah projektanta [2] pa so bili ohranjeni, z notranje strani pa so bile vanje sidrane lahke sovprežne medetažne konstrukcije, s čimer so pridobili manjši prostor v vsaki etaži.
- Obodni zid jaška je v obeh etažah debel 38 cm, razpored in dimenzije odprtin, večine novejših, pa so prikazani na sliki 2.4. Vključen je tudi 26 oziroma 22 cm dolg preostanek prečnega zidu, s priključkom na zunanji zid. Po načrtih je bil namreč med dvigalom in zunanjim zidom 38 cm debel prečni zid z eno vrtno odprtino.



Slika 2.4: Ugotovljeno stanje v območju dvigalnega jaška v nadstropju (levo) in pritličju (desno).

Zid na delu stika s traktom B (oznaka D na sliki 2.2):

- Po odstranitvi trakta B smo preverili, do kod sega poln opečni nosilni zid. Ugotovljeno stanje je prikazano na sliki 2.5, pogled na stik pa je prikazan na sliki 2.6.



Slika 2.5: Ugotovljeno stanje v območju D (slika 2.2): nosilno zidovje iz polnih opečnih zidakov (gostejša šrafura) in polnilno zidovje iz opečnih votlakov (redkejša šrafura).





Slika 2.6: Pogled na stik po odstranitvi trakta B.

### 3. Analiza obremenitev nosilnih zidov zaradi navpične obtežbe

Projektno stanje nosilnosti zidanih elementov preverimo na osnovi standarda SIST ENV 1996-1-1:2004 - *Evrokod 6: Projektiranje zidanih konstrukcij - 1-1. del: Splošna pravila za stavbe - Pravila za armirano in nearmirano zidovje*. Projektne normalne napetosti v opečnih zidovih zaradi navpične obtežbe morajo biti manjše od projektne tlačne trdnosti zidovja:

$$\sigma_{\text{od}} (1.35 (g_{\text{zidov}} + g_{\text{strehe}} + g_{\text{stropov}}) + 1.50 p) < f_d = f_c / \gamma_M.$$

V *Evrokod 6* so vrednosti varnostnega faktorja  $\gamma_M$  odvisne od nadzora pri izdelavi zidakov in pri gradnji. Ker nivoja nadzora za čas gradnje ne poznamo, bi morali v splošnem upoštevati vrednost faktorja  $\gamma_M = 3.0$ . V primeru, da na podlagi večjega števila preiskav tlačne trdnosti opečnih zidakov in malte tlačno trdnost zidovja ocenimo zanesljiveje, lahko upoštevamo tudi manjši faktor  $\gamma_M$ .

Analizirali smo obstoječe pritličje, kot najbolj obremenjeno etažo. Pri analizi smo upoštevali sledeče obtežbe:

- $p_{1N} = 2.00 \text{ kN/m}^2$  .. koristna obtežba za celotno 1. nadstropje,
- $p_{\text{pod}} = 0.50 \text{ kN/m}^2$  ... koristna obtežba za neizkoriščeno podstrešje,
- $s = 1.21 \text{ kN/m}^2$ ... sneg (cona A2, nadmorska višina  $A = 298 \text{ m}$ , naklon strehe  $\mu_1 = 0.8$ ),
- $g_{\text{str}} = 1.25 \text{ kN/m}^2$  ... ostrešje (ocena),
- $g_P = 5.00 \text{ kN/m}^2$  ... rebričasti a.b stropovi z opečnimi polnili nad pritličjem (super 30+4 in 6 cm tlaka – ocena na podlagi podatkov iz [1]),
- $g_{1N} = 3.75 \text{ kN/m}^2$  ... rebričasti a.b stropovi z opečnimi polnili nad 1. nadstropjem (super 30+4 in 1 cm tlaka – ocena na podlagi podatkov iz [1]),
- $g_{PS} = 1.50 \text{ kN/m}^2$  ... obtežba predelnih sten v 1. nadstropju (ocena),
- $\gamma_{\text{op-zid}} = 16 \text{ kN/m}^3$  ... specifična teža za opečno zidovje.

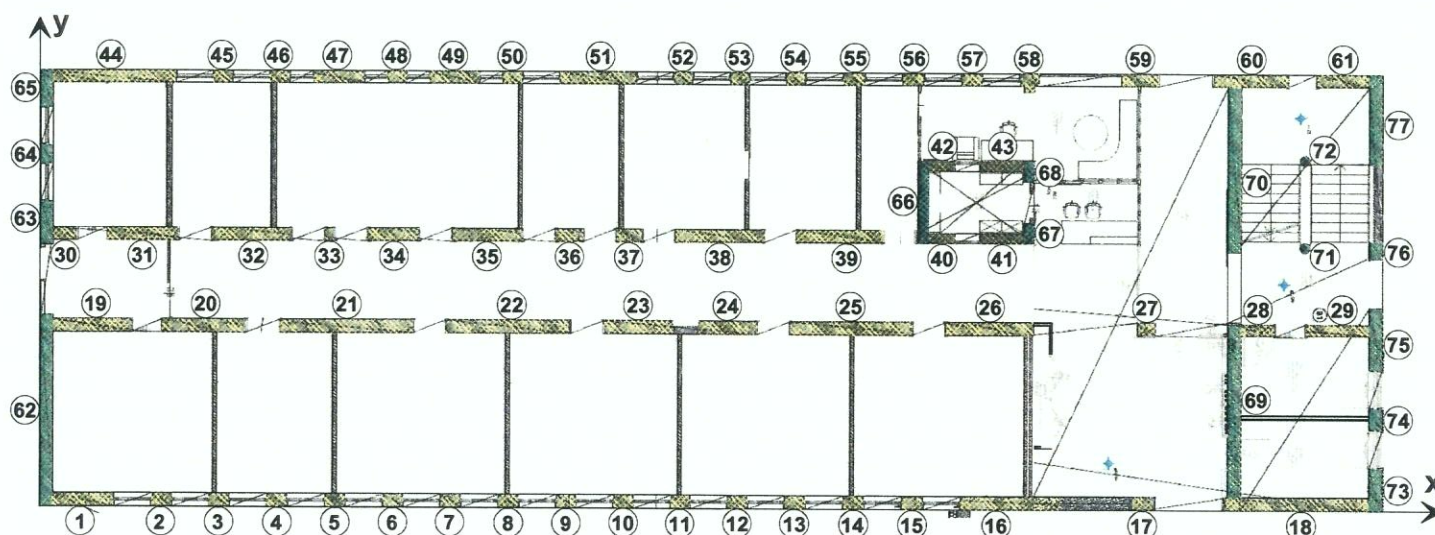
V preglednici 3.1 so navedene projektne tlačne obremenitve za tipične opečne sloye (številčne oznake so razvidne v računski shemi na sliki 3.1). Ob upoštevanju faktorja varnosti  $\gamma_M = 2.5$  (glede na opravljene preiskave opeke in malte), ocenjujemo vrednost projektne trdnosti zidovja z  $f_d = 1.0 \text{ MPa}$  ( $2.50 \text{ MPa} / 2.5$ ).



Na osnovi primerjave lahko ugotovimo, da so projektne napetosti v splošnem precej visoke, a še manjše od projektne trdnosti. Pri ožjem slopu med parom vrat (element št. 33) pa projektne napetosti presegajo projektne trdnosti, vendar se obtežba najverjetneje prerazporeja na sosednje slope - ob domnevi, da je bila prekladna konstrukcija narejena preko obeh vratnih odprtin.

Preglednica 3.1: Projektne normalne napetosti zaradi navpične obtežbe v tipičnih zidovih v pritličju.

zid	2-15	16	17	22	26	33	36-37	44	52-55	58	74	76
$\sigma_{od}$ (MPa)	0.832	0.463	0.917	0.509	0.654	<b>1.883</b>	0.889	0.365	0.777	0.741	0.936	0.923



Slika 3.1: Trakt A - računska shema zidov na tlorisu obstoječega pritličja [2], z ugotovitvami dopolnilnega pregleda glede odprtin v nosilnih zidovih.



## 4. Analiza potresne odpornosti

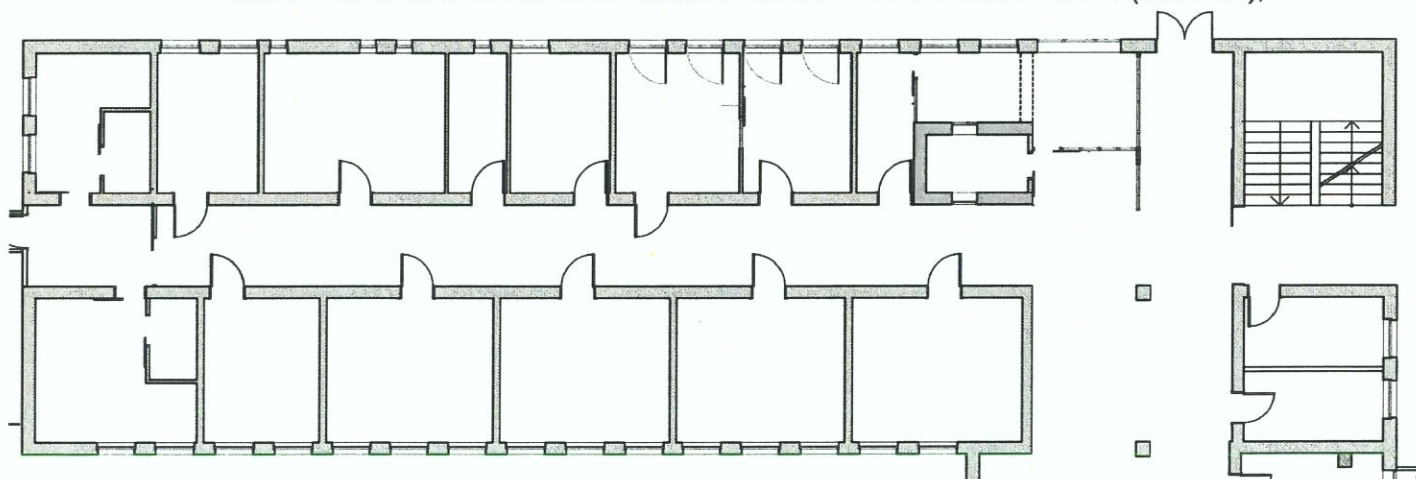
### 4.1 Potresna odpornost

Potresno odpornost smo izračunali za pet stanj (A, B1, B2, B3 in B4):

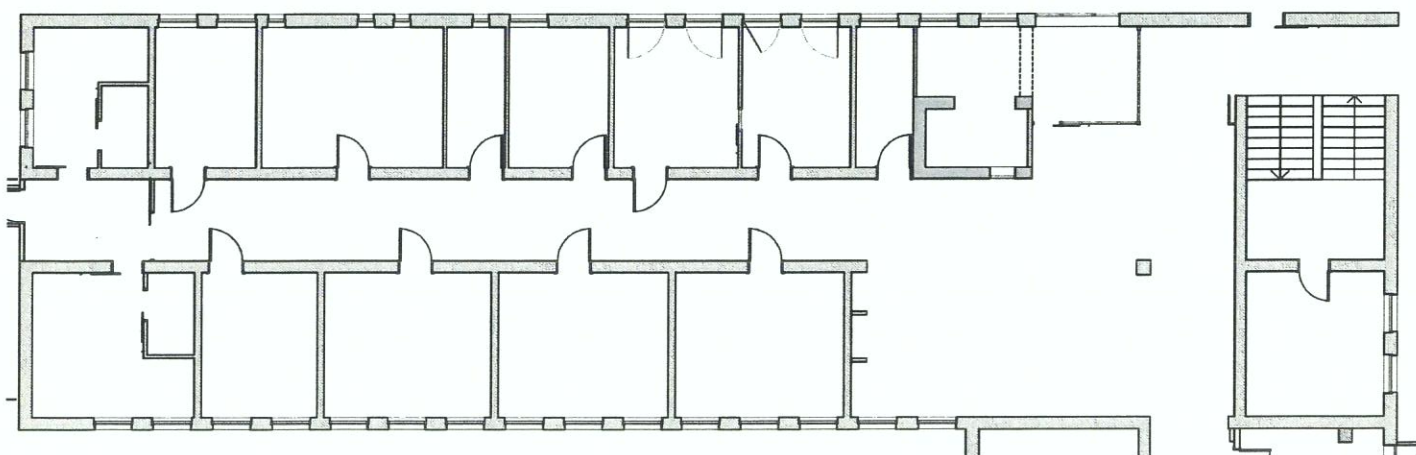
A. Obstoječe stanje (slika 3.1). Na sliki 3.1 je prikazan dejanski razpored vseh okenskih in vratnih odprtih v nosilnih zidovih, ugotovljen in preverjen z dopolnilnim pregledom. Glede predelnih sten pa je obstoječe stanje lahko drugačno kot je prikazano na sliki 3.1, saj pozicij predelnih sten nismo ugotavljali.

B. Stanje po predvideni prenovi (sliki 4.1 in 4.2) in utrditvi nosilne konstrukcije. Po projektu [2] je v notranjosti predvideno kar nekaj sprememb:

- V pritličju: nova vrata odprtina v prečnem zidu (element 69 na sliki 3.1),
- V obeh etažah: zmanjšanje števila vratnih odprtih v notranjem vzdolžnem zidu na zahodni strani hodnika. V ta namen se pozidata dve obstoječi odprtini - med elementoma 32 in 33 ter med elementoma 34 in 35 oziroma 35 in 36 (slika 3.1),



Slika 4.1: Trakt A - tloris pritličja po projektu prenove [2].



Slika 4.2: Trakt A - tloris nadstropja po projektu prenove [2].



- Izrecno odsvetujemo ostale spremembe odprtín v notranjih zidovih:
  - spremembo pozicije odprtine med elementoma 28 in 29 (slika 3.1),
  - novo odprtino v elementu 35 ter pozidavo obeh obstoječih odprtín med elementoma 34 in 35 ter med elementoma 35 in 36 (slika 3.1).

Rušitev dela nosilnega zidu za novo odprtino v vsakem primeru predstavlja oslabitev konstrukcije, saj pozidava ne prevzame sorazmernega deleža navpične obtežbe, zaradi česar slabše sodeluje tudi pri prevzemu potresne obtežbe.

- Izrecno odsvetujemo tudi predvideno odstranitev daljšega dela zidu v nadstropju (sliki 4.2 in 3.1 - nad celotnim elementom 26 in nad delom el. 25). Taka odstranitev bi predstavljala znatno oslabitev nosilne konstrukcije za prevzem vodoravne potresne obtežbe in tudi navpične obtežbe stropne konstrukcije.

Spremembe iz prvih dveh zgornjih alinej smo upoštevali pri analizi vseh variant utrditve (B1 do B4).

Pri vseh variantah utrditve se izvede sledeče utrditvene ukrepe:

- Pozidave iz druge zgornje alineje se izvedejo na enak način, kot je zidano obstoječe nosilno zidovje - s polnimi opečnimi zidaki z  $f_{b,min} = 10$  MPa in malto z  $f_{m,min} = 5$  MPa. Povezavo med obstoječim in novim zidovjem je potrebno vzpostaviti bodisi z zidarskimi zvezami, bodisi z jeklenimi sidrnimi palicami, ki bodo vgrajene v vodoravne spojnice, in ki bodo imele enako nosilnost kot zidarske zveze. Po odstranitvi ometa se bodo, predvsem v notranjih nosilnih zidovih, odkrile vse nepravilne pozidave, izvedene v preteklosti. Te pozidave je potrebno nadomestiti z novimi, pravilnimi. Vse stike in razpoke se po končanih prezidavah injektira s cementno suspenzijo.
- Utrditev vseh vzdolžnih nosilnih zidov z obojestranskim oblaganjem prezidanih zidov z armiranimi ometi:
  - variante B1 do B3: elementi od 1 do 26 in 28 do 61 (slike 4.3, 4.4 in 4.6),
  - varianta B4: elementi št. 1 do 11 in 13 do 30 (slika 4.7).

Oblaganje obstoječih prečnih nosilnih zidov ne pride v poštev zaradi izredno nepravilne razporeditve prečnih zidov v tlorisu (zgoščeni v območju stopnišča).

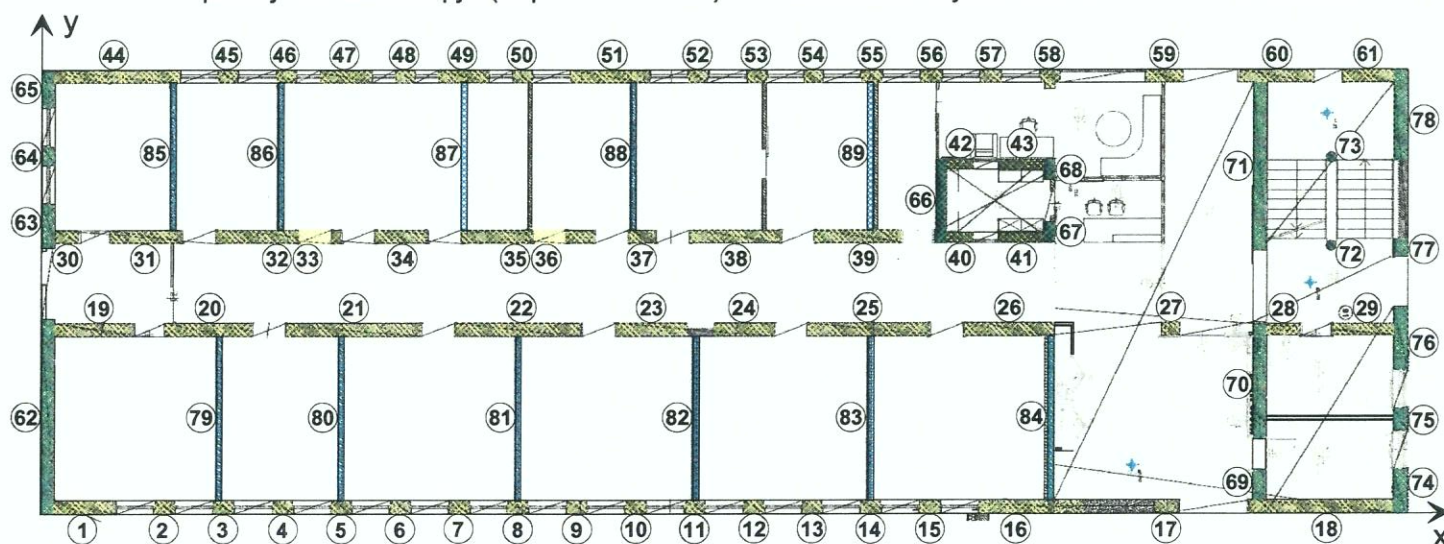
Izvedba armiranih ometov je sledeča: po odstranitvi ometov, izvedbi pozidav in injektiranju stikov in razpok se spojnice med zidaki očisti malte do globine 10 do 15 mm. Nato se zidove dobro očisti, omoči in obrizga s cementnim obrizgom. Nato se nanese prvi sloj cementnega ometa (MM20) v polovici končne debeline, ki znaša 25 mm. Preko ometa se na obeh straneh položi armaturno mrežo ( $\phi 6$  mm/150 mm). Mrežni armaturi z obeh strani zidu se med seboj poveže s stremeni iz navadnega gladkega betonskega jekla  $\phi 6$  mm, postavljenimi skozi predhodno izvrtane luknje (10 stremen na vsak m<sup>2</sup> zidu). Poleg mrežne armature se na vseh stikih zidov vgradi navpična armatura ( $4\phi 14$  mm), ki ustrezno stikovana poteka kontinuirno od temeljev do vrha stavbe in je povezana s stremeni. Ta armatura opravlja vlogo navpičnih zidnih vezi. Ko je nameščena vsa armatura, se nanese še drugi sloj ometa do končne debeline 50 mm.

- Utrditev temeljenja. Pred projektiranjem utrditve je potrebno opraviti pregled temeljev in temeljnih tal. Preveriti je potrebno ustreznost dimenzij temeljev za nove obremenitve in po potrebi predvideti ojačitev temeljev z a.b. temeljnimi vezmi, ki so povezani z obstoječimi temelji.



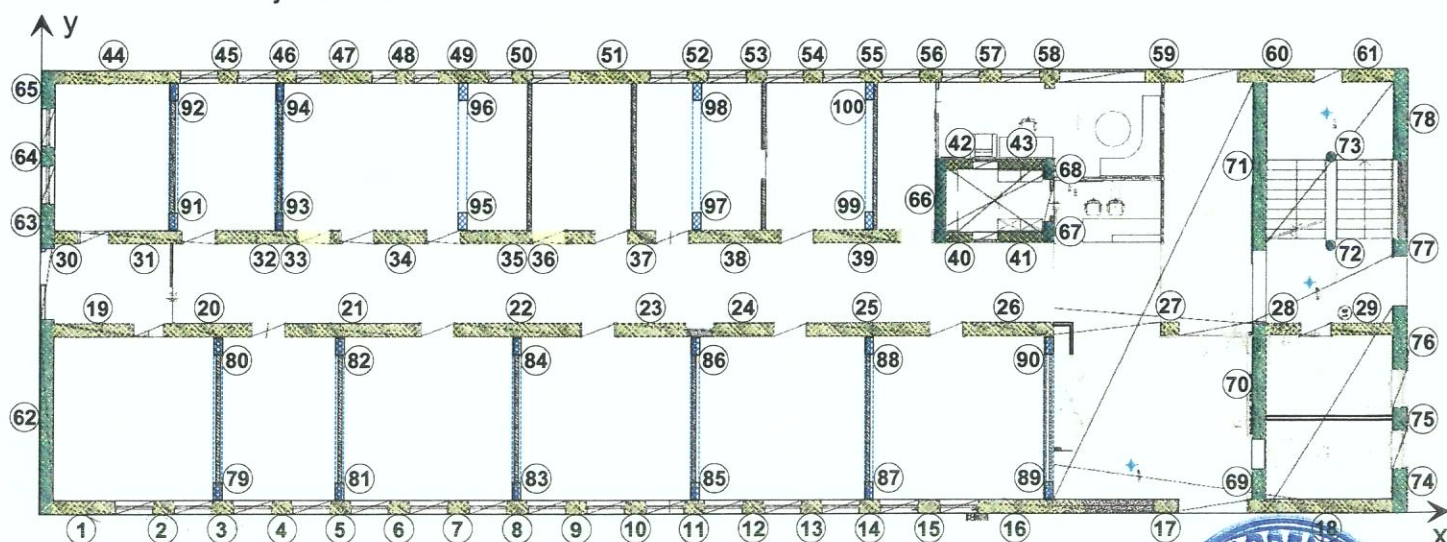


B1. Varianta utrditve (slika 4.3): obojestransko oblaganje prezidanih vzdolžnih nosilnih zidov z armiranimi ometi in vgradnja novih prečnih nosilnih zidov. Novi nosilni zidovi so debeli 20 cm. Na obeh robovih imajo navpične a.b. vezi, ki so z jeklenimi palicami toga povezane z obstoječimi zidovi. Jeklene vezne palice so na eni strani z ustrezno sidrno dolžino vgrajene v a.b. vez, so vgrajene preko celotne debeline obstoječega zidu in s pomočjo navojev, matic in jeklenih podložnih plošč sidrane na nasprotno površino zidu. Zidovi morajo biti izvedeni od kleti do nadstropja (podkleteni del) oziroma od pritličja do nadstropja (nepodkleteni del) in ustrezno temeljeni.



Slika 4.3: Trakt A - tloris pritličja po varianti B1 - računska shema.

B2. Varianta utrditve (slika 4.4): obojestransko oblaganje prezidanih nosilnih zidov z armiranimi ometi in vgradnja novih prečnih a.b. okvirov. A.b. okviri morajo biti zaprti, troetažni (na podkletenem delu) oziroma dvoetažni (na nepodkletenem delu), ustrezno temeljeni ter na nivoju temeljev in nivojih vseh medetažnih konstrukcij povezani z a.b. nosilci. Povezani morajo biti z medetažnimi konstrukcijami in z obstoječimi zidovi na enak način, kot je v prejšnji alineji opisano za povezavo med navpičnimi a.b. vezmi in obstoječimi zidovi.



Slika 4.4: Trakt A - tloris pritličja po varianti B2 - računska shema.

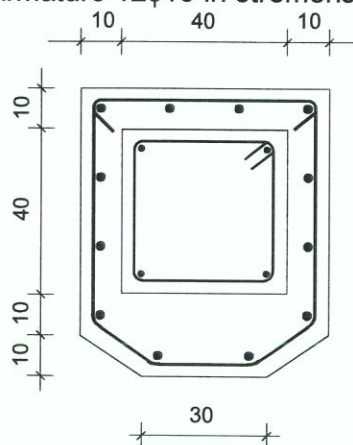


Novi armiranobetonski okviri po varianti B2 imajo sledeče lastnosti:

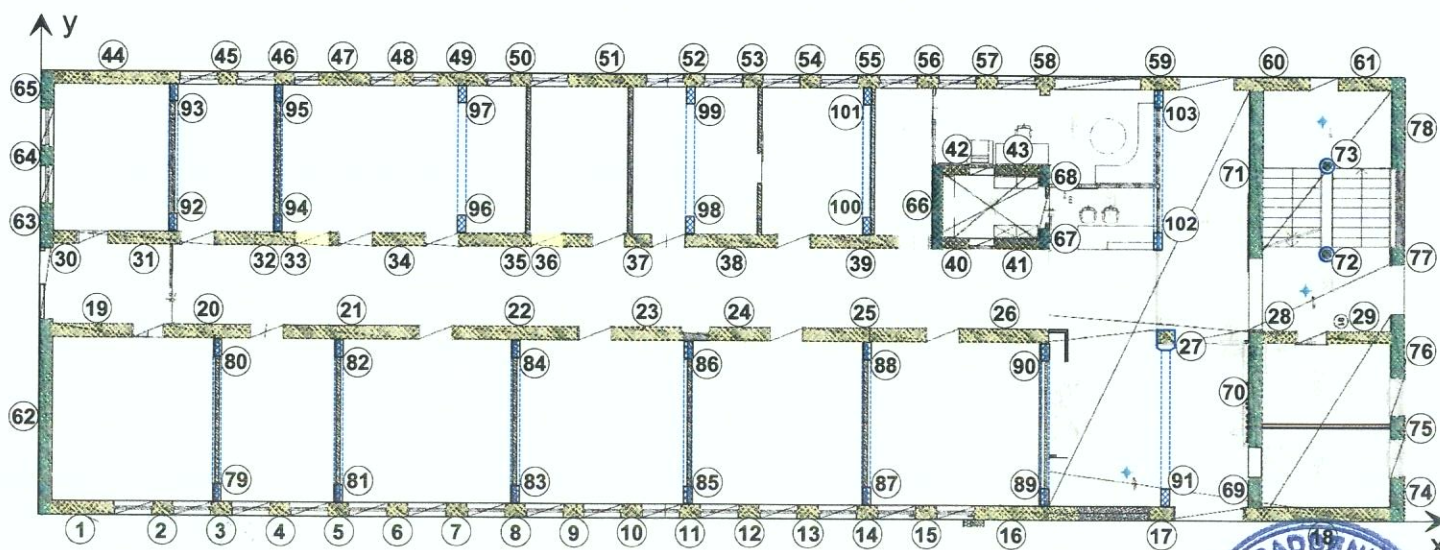
- stebri so preseka  $dx/dy = 30/60$  cm, nosilci so preseka  $b/h=30/60$  cm,
- so iz betona C25/30, armirani z armaturo iz jekla razreda B ali C,
- vsak stebec ima navpično armaturo po  $4\phi 18$  na vsakem vzdolžnem robu preseka in stremensko armaturo  $\phi 8/15$  cm.

B3. Varianta utrditve (slika 4.6) je sledeča nadgradnja variante B2:

- vključeni so še dodatni a.b. stebri, povezani v okvire,
- vsi a.b. stebri imajo večjo količino armature kot pri varianti B2: vsak stebec ima navpično armaturo po  $4\phi 22$  na vsakem vzdolžnem robu preseka in stremensko armaturo  $\phi 10/15$  cm,
- obstoječi a.b. stebri se utrdijo z a.b. oblogami:
  - stebec - element 27 s slike 4.6 dobi 10 do 20 cm debelo a.b. oblogo iz betona C25/30, z navpično armaturo  $12\phi 22$  in stremensko armaturo  $\phi 10/15$  cm (slika 4.5). Steber je z a.b. nosilcem povezan in stebrom 91 v okvir,
  - stebra - elementa 72 in 73 s slike 4.6 dobijo 10 cm debelo a.b. oblogo iz betona C25/30, z navpično armaturo  $12\phi 16$  in stremensko armaturo  $\phi 10/15$  cm.



Slika 4.5: A.b. obloga za obstoječi a.b. stebec v avli (dimenzije v cm).



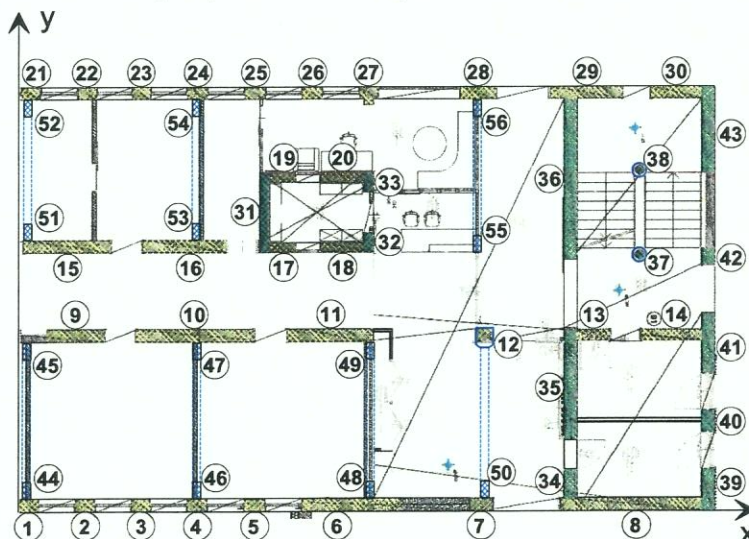
Slika 4.6: Trakt A - tloris pritličja po varianti B3 - računska shema.





Ojačitev obstoječih a.b. stebrov se izvede v skladu z veljavnim standardom SIST EN 1504: »Proizvodi in sistemi za zaščito in popravilo betonskih konstrukcij - Definicije, zahteve, kontrola kakovosti in ovrednotenje skladnosti« (vseh 10 delov standarda).

B4. Varianta utrditve (slika 4.7), pri kateri se utrditev po opisu iz variante B3 izvede le na podkletenem delu trakta, nepodkleteni del pa se nadomesti z novim.



Slika 4.7: Trakt A - tloris pritličja po varianti B4 - računska shema.

Pri analizi smo predpostavili, da so zidovi nepoškodovani in medsebojno povezani. To zagotavlja oziroma bo zagotovila povezanost z a.b. vezmi in sanacija poškodb pri prenovi objekta. Predpostavili smo etažni mehanizem, za kritično etažo pa pritličje. Računske analize za posamezna stanja so prikazane na slikah 3.1, 4.3, 4.4, 4.6 in 4.7. Uporabili smo računsko metodo, opisano v prilogi C prvega poročila (št. P 644/15-610-1).

Za obstoječe oziroma prezidane opečne zidove smo upoštevali:

- projektno tlačno trdnost:  $f_d = f_k / CF = 2.5 / 1.2 = 2.08 \text{ MPa}$ ,
- projektno natezno trdnost:  $f_{td} = f_{tk} / CF = 0.18 / 1.2 = 0.15 \text{ MPa}$ .

Za nove prečne opečne zidove smo upoštevali (zidaki  $f_b = 15 \text{ MPa}$ , malta  $f_m = 5 \text{ MPa}$ ):

- projektno tlačno trdnost:  $f_d = f_k / \gamma_C = 5.0 / 1.5 = 3.33 \text{ MPa}$ ,
- projektno natezno trdnost:  $f_{td} = f_{tk} / \gamma_C = 0.20 / 1.5 = 0.13 \text{ MPa}$ .

Za obstoječe armirano-betonske stebre smo upoštevali, da so iz betona C12/15 (na podlagi preiskave odvzetih vzorcev betona), armirani z gladko vzdolžno armaturo. Mehanske lastnosti betona in jekla so sledeče:

- projektna tlačna trdnost betona  $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_C = 12 / 1.2 = 10.0 \text{ MPa}$ ,
- projektna meja elastičnosti armaturnega jekla:  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S = 240 / 1.15 = 209 \text{ MPa}$ .

Za nove armirano-betonske stebre smo upoštevali, da so iz betona C25/30, armirani z vzdolžno armaturo (armaturno jeklo razreda B ali C). Mehanske lastnosti betona in jekla so sledeče:

- projektna tlačna trdnost betona  $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_C = 25 / 1.5 = 16.7 \text{ MPa}$ ,
- projektna meja elastičnosti armaturnega jekla:  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S = 400 / 1.15 = 347.8 \text{ MPa}$ .

## 4.2 Predpisana potresna obtežba

Predpisano projektno potresno obtežbo smo določili po veljavnem slovenskem standardu SIST EN 1998-1:2004 *Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij* (I. 2004).

$$BSC_d = \frac{\gamma_1 \alpha S \beta}{q}$$

$\gamma_1 = 1.4$  ... faktor pomembnosti za objekt IV. kategorije pomembnosti (bolnišnični objekt),

$S = 1.15$  ... predpostavljena vrednost parametra tal. Po Karti potresne mikrorajonizacije Mestne občine Ljubljana, ki jo je izdelala Agencija RS za okolje - Urad za seizmologijo in geologijo, Ljubljana, 2003, gre na tej lokaciji za tip tal C,

$\alpha = 0.250$  ... razmerje med projektnim pospeškom temeljnih tal  $a_g$  in pospeškom prostega pada  $g$  (vrednost v Ljubljani),

$\beta = \beta_0 = 2.5$  ... v območju  $T_B < T < T_C$ ;

$q = 1.5$  ... za nepovezane zidane konstrukcije (obstoječe stanje);

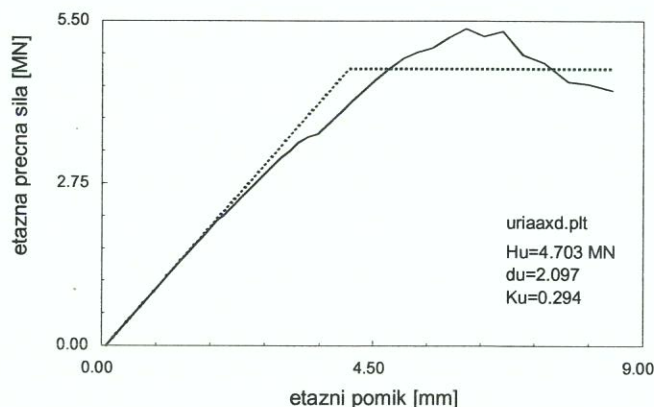
$q = 2.0$  ... za povezane zidane konstrukcije (utrjeno stanje).

$BSC_d = 0.671$  ... nepovezana zidana konstrukcija (obstoječe stanje).

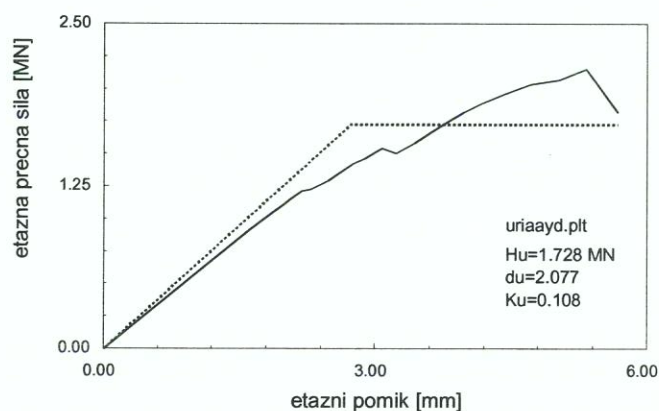
$BSC_d = 0.503$  ... povezana zidana konstrukcija (utrjeno stanje).

## 4.3 Presoja potresne odpornosti

Rezultat analize potresne odpornosti za posamezno stanje konstrukcije sta etažni histerezni ovojnice za obe tlorsni smeri pritličja. Za osnovno in pet variant utrjenega stanja so prikazane na slikah 4.8 do 4.17. V preglednici 4.1 pa so prikazane vrednosti koeficienta potresne odpornosti - idealiziranih ovojnic, skupaj z vrednostmi koeficientov predpisane projektne potresne obtežbe.



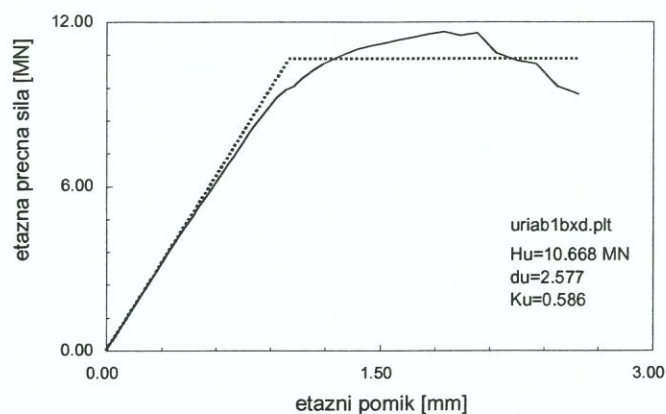
Slika 4.8: Trakt A - obstoječe pritličje - stanje A  
- histerezna ovojnica za X smer.



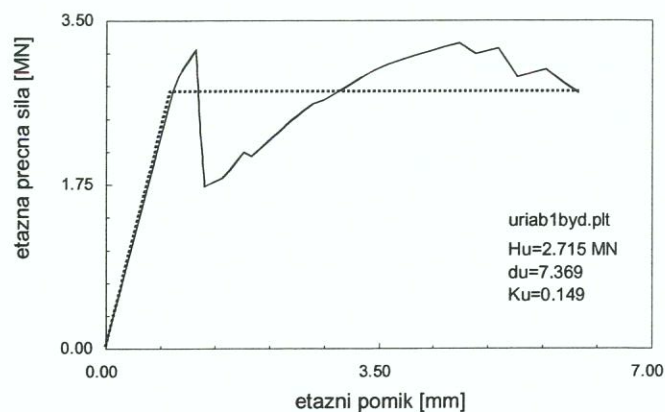
Slika 4.9: Trakt A - obstoječe pritličje - stanje A  
- histerezna ovojnica za Y smer.



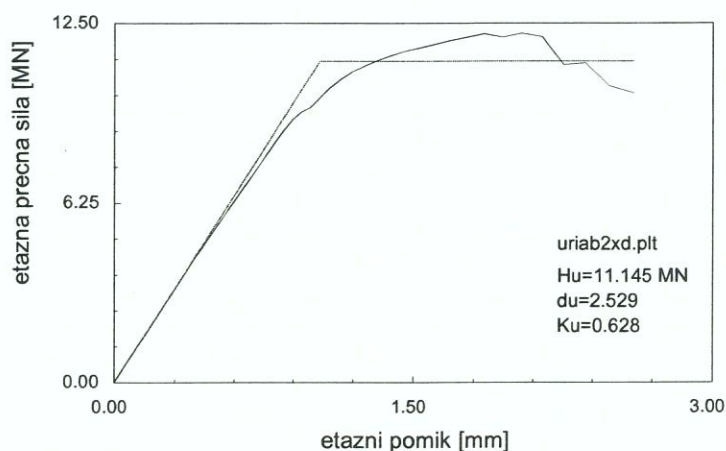




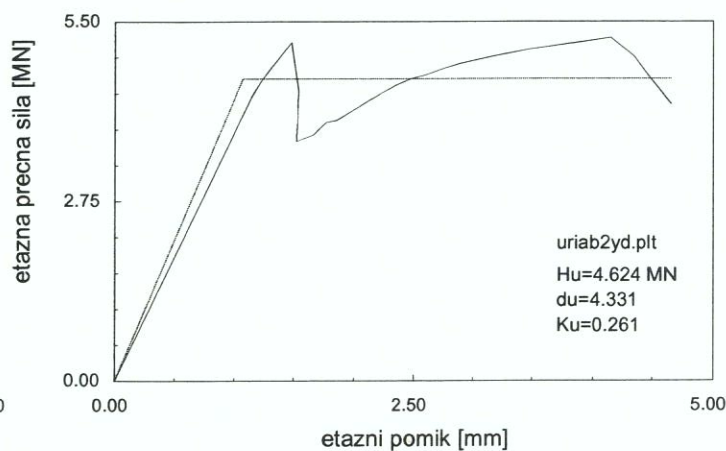
Slika 4.10: Trakt A - obstoječe pritliče - stanje B1  
- histerezna ovojnica za X smer.



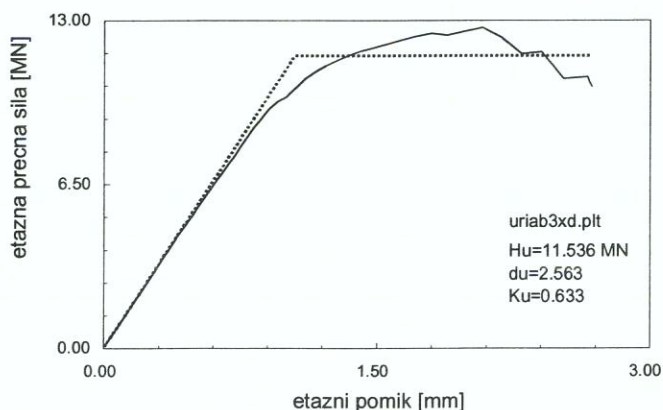
Slika 4.11: Trakt A - obstoječe pritliče - stanje B1  
- histerezna ovojnica za Y smer.



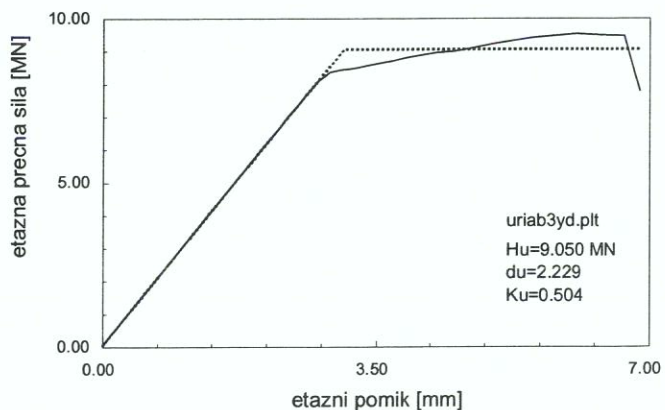
Slika 4.12: Trakt A - obstoječe pritliče - stanje B2  
- histerezna ovojnica za X smer.



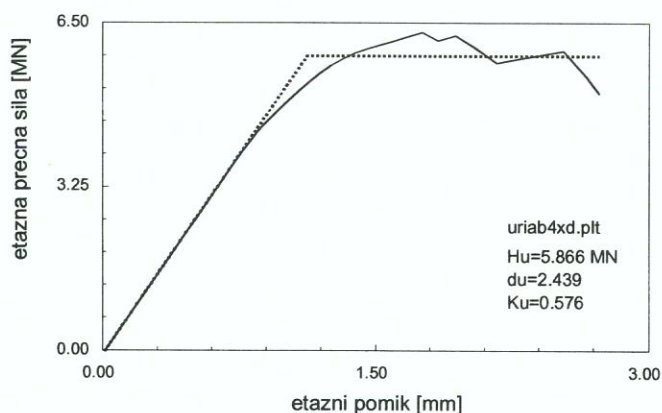
Slika 4.13: Trakt A - obstoječe pritliče - stanje B2  
- histerezna ovojnica za Y smer.



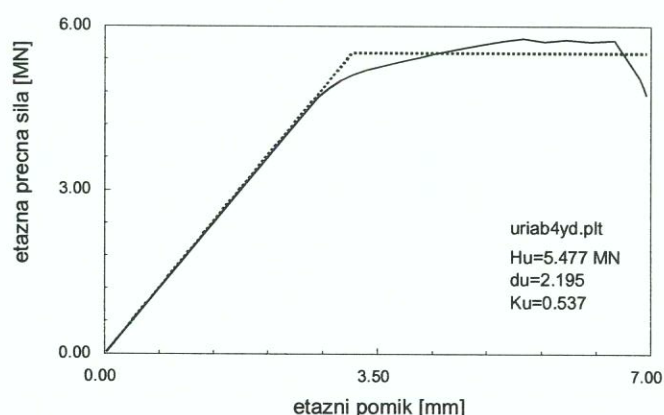
Slika 4.14: Trakt A - obstoječe pritliče - stanje B3  
- histerezna ovojnica za X smer.



Slika 4.15: Trakt A - obstoječe pritliče - stanje B3  
- histerezna ovojnica za Y smer.



Slika 4.16: Trakt A - obstoječe pritilje - stanje B4  
- histerezna ovojnica za X smer.



Slika 4.17: Trakt A - obstoječe pritilje - stanje B4  
- histerezna ovojnica za Y smer.

Preglednica 4.1: Vrednosti koeficienta projektne potresne odpornosti objekta  $SRC_d$  v primerjavi s koeficientom projektne potresne obtežbe ( $BSC_d$  po Evrokod 8)

stanje trakta A	idealizirana potresna odpornost $SRC_d$		predpisana potresna obtežba $BSC_d$ (EC8)
	X smer	Y smer	
obstoječe - stanje A	0.294	<b>0.108</b>	<b>0.671</b>
utrjeno - stanje B1	0.586	<b>0.149</b>	<b>0.503</b>
utrjeno - stanje B2	0.628	<b>0.261</b>	
utrjeno - stanje B3	0.633	<b>0.504</b>	
utrjeno - stanje B4	0.576	<b>0.537</b>	

Glede na že ugotovljeno dejstvo, da ima trakt A bistveno manj zidov v prečni (Y) smeri, je potresna odpornost v tej smeri bistveno manjša kot v vzdolžni (X) smeri. Smer Y je torej kritična (vrednosti v preglednici 4.1 so potemnjene), in sicer za vsa stanja – obstoječe in vse variante utrjenega stanja.

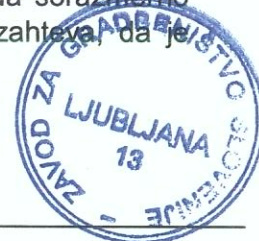
Ob zadostitvi določenih minimalnih zahtev mora imeti konstrukcija zahtevano potresno odpornost - njena projektna potresna odpornost mora biti večja ali enaka predpisani projektni potresni obtežbi. Ta pogoj je v brezdimenzijski obliki sledeč:

$$SRC_d = \frac{H_d}{G_{tot}} > BSC_d,$$

Ugotovimo lahko, da je projektna potresna odpornost **obstoječega** trakta A v kritični (Y) smeri bistveno manjša od zahtevane po veljavnem Evrokod 8:

$$SRC_d = 0.108 < 0.671 = BSC_d$$

Presoja lahko dopolnimo z informacijo, da je merodajna vrednost koeficienta potresne odpornosti celo bistveno manjša od povprečne vrednosti vseh enonadstropnih opečnih zidanih objektov iz tega obdobja v Ljubljani, ki smo jih analizirali na ZAG. Na sorazmerno visoko vrednost koeficienta  $BSC_d$  vpliva faktor pomembnosti ( $\gamma_1 = 1.4$ ), ki zahteva, da je





potresna odpornost bolnišnične stavbe za 40% višja od potresne odpornosti enake stanovanjske stavbe na isti lokaciji.

Pri vseh treh variantah **utrjenega stanja** se v armirane omete vgradijo navpične vezi, s čimer se zagotovi povezanost nosilnega zidovja. Zato je zahtevana potresna odpornost po Evrokod 8 za utrjeno stanje manjša kot za obstoječe stanje, pri katerem je zidovje nepovezano. S tremi možnimi variantami utrditve se potresna odpornost precej poveča v obeh tlorisnih smereh, vendar zahtevano potresno odpornost po Evrokod 8 dosežemo šele z variantama B3 oziroma B4:

$SRC_d = 0.504 > 0.503 = BSC_d$  ... varianta utrditve B3,

$SRC_d = 0.537 > 0.503 = BSC_d$  ... varianta utrditve B4.



## 5. Povzetek in priporočila

Posegi v nosilno konstrukcijo, ki so predvideni v okviru načrtovane prenove trakta A, so sicer manjši, kot so bili predvideni za trakt B, vendar nekatere izrecno odsvetujemo (točka 4.1 – B). Za posodobitev prostorov je v projektu [2] predvidena odstranitev znatnega dela nosilnega zidu v nadstropju, v obeh etažah pa »premestitev« nekaterih vratnih odprtín. Tudi če bi ob tem sledili pravilom stroke in bi prezidave izvedli z enakimi polnimi opečnimi zidaki in vzpostavili zidarske zveze ali tem zvezam ustrezna nadomestila, novo zidovje ne bi moglo prevzeti sorazmernega dela navpične obtežbe. Obstoječe zidovje, ki bi ga ohranili, bi bilo v vsakem primeru bolj obremenjeno od novega. Zato priporočamo, da se čim več vratnih odprtín ohrani na obstoječih mestih, odstranitev nosilnega zidovja v nadstropju pa se opusti.

Zasnovali smo štiri variante utrditve trakta A. Zadnja varianta (B4) izhaja iz možne nadomestitve nepodkletenega dela stavbe z novo stavbo, ki se jo od ohranjenega in utrjenega podkletenega dela dilatira. Način sanacije, prezidav in utrditve je podrobno opisan v točki 4.1. in ilustriran na slikah 4.3 do 4.7. V vseh variantah utrditve se vzdolžne nosilne zidove po izvedenih prezidavah obojestransko obloži z armiranimi oblogami. Pri varianti B1 se v stavbo vgradi nove prečne nosilne zidove, pri ostalih variantah (B2, B3 in B4) pa se vgradi armiranobetonske okvire. Le pri variantah B3 in B4, kjer so stebri močnejše armiran, se lahko doseže potresna odpornost, ki jo zahteva veljavni standard Evrokod 8.

Glede na obseg in zahtevnost rekonstrukcijskih in utrditvenih ukrepov, potrebnih za doseg zahtev Evrokod 8, priporočamo, da se preuči njihovo ekonomsko upravičenost in smiselnost v primerjavi z zamenjavo trakta A ali vsaj njegovega nepodkletenega dela z novo stavbo. Z novo stavbo, ki bi jo bilo potrebno od ohranjenega podkletenega dela trakta oziroma poslopja ustrezno dilatirati, bi namreč lažje dosegli potrebno funkcionalnost in druge bistvene lastnosti, z novo nosilno konstrukcijo pa stavbi lažje zagotovili potrebno varnost za prevzem navpične in vodoravne potresne obtežbe.



Obdelala:

mag. Marjana Lutman, univ.dipl.inž.grad.