Datum:	8. 1. 2025
Naročnik:	**RS, Ministrstvo za obrambo** Vojkova c. 55 1000 Ljubljana
Projekt:	**POROČILO** **o statični in seizmični presoji stolpnice »Triglav« na sedežu MO, Vojkova 55, 1000 Ljubljana.**
Delovni nalog:	DN2007732
Naročilo:	Pog. št.: 4300-282/2024-1 (nar.), 44/2024 (izv.) z dne 10. 6. 2024, aneks št. 1 z dne 18. 9. 2024
Center:	**CENTER ZA MATERIALE IN KONSTRUKCIJE**
Nosilec naloge:	**mag. Anton Štampfl**, univ. dipl. inž. grad.
Sodelavec:	**Branko Podgornik**, dipl. inž. grad.
Vodja centra:	**dr. Blaž Dolinšek**, univ. dipl. inž. grad.
Direktor:	**Marijan Prešeren**, univ. dipl. inž. grad.

GRADBENI INŠTITUT ZRMK d.o.o. Ljubljana, Dimičeva 12

KAZALO VSEBINE

1. UVOD 2
2. OPIS OBJEKTA 3
3. PREGLEDI IN PREISKAVE 5
3.1. PREGLED DOKUMENTACIJE 5
3.2. PREGLED OBJEKTA IN OPIS POŠKODB 7
3.3. PREISKAVE S SONDIRANJEM 8
3.4. NEDESTRUKTIVNE PREISKAVE TLAČNE TRDNOSTI BETONA 8
3.5. MERITVE ARMATURE Z NEDESTRUKTIVNO METODO 8
4. STATIČNA IN SEIZMIČNA ANALIZA 9
4.1. STATIČNA ANALIZA 9
4.2. SEIZMIČNA ANALIZA 11
5. PREDLOG PROTIPOTRESNE UTRDITVE OBJEKTA 12
5.1. SPLOŠNO 12
5.2. PREDLOG PROTIPOTRESNE UTRDITVE 12
5.3. OCENA STROŠKOV PREDLAGANIH UKREPOV 12
6. ZAKLJUČEK 13

PRILOGE:

1. FOTODOKUMENTACIJA
2. PREISKAVE
   2.1. NEDSTRUKTIVNE PREISKAVE TLAČNE TRDNOSTI BETONA - SKLEROMETER
   2.2. NEDSETRUKTIVNE PREISKAVE ARMATURE - HILTI FERROSCAN
3. STATIČNA IN SEIZMIČNA ANALIZA
4. MESTA PREGLEDA OBJEKTA Z UGOTOVITVAMI PREISKOVALNIH SOND

Poročilo se sme reproducirati samo v celoti.

1. UVOD

Na osnovi naročila Ministrstva za obrambo Republike Slovenije smo pristopili k izdelavi statične in seizmične presoje stolpnice »Triglav« na sedežu MO, Vojkova 55, 1000 Ljubljana.

K nalogi se pristopi, ker mora naročnik preveriti stanje in varnost konstrukcije z ozirom na zahteve današnjih predpisov, še zlasti z vidika protipotresne varnosti. Preveri se tudi stanje fasadnih oblog.

V začetni fazi načrtovanja prenove objekta je treba preveriti dejansko stanje objekta in vgrajenih materialov, ugotoviti dejansko potresno odpornost objekta in varnost pri statičnih obtežbah, nato pa preveriti možne variante za utrditev konstrukcije in jih cenovno ovrednotiti. V nadaljnjih fazah se po izboru najustreznejše variante in odločitve za investicijo izdela projektna dokumentacija. Pričujoče poročilo se nanaša na aktivnosti začetne faze in bo tako služilo kot podlaga za nadaljnje odločitve in izdelavo ustrezne projektne dokumentacije.

V okviru naloge smo izvedli:

- pregled razpoložljive arhivske projektne dokumentacije obstoječega objekta,
- detajlni vizualni pregled objekta z ugotavljanjem konstrukcijskega sistema, registracijo in popisom obstoječih poškodb in stanja fasadnih elementov s fotodokumentacijo,
- preiskave glavnih armiranobetonskih nosilnih elementov (stebrov, nosilcev, stropov, fasadnih elementov):
    - ugotavljanje geometrijskih karakteristik elementov nosilne konstrukcije,
    - preiskave nosilnih elementov s preiskovalnimi sondami,
    - preiskave nosilnih elementov z nedestruktivnimi meritvami (sklerometer, ferroscan),
- statično in seizmično analizo objekta ob upoštevanju dejansko ugotovljenih materialno-tehničnih karakteristik v skladu z veljavnimi standardi (SIST EN 1998-3: Ocena in prenova stavb),
- preverili možne variante za protipotresno utrditev ter
- izdelali poročilo z ugotovitvami izvedenih pregledov, preiskav in računskih analiz, oceno stanja konstrukcije, smernicami za statično oz. protipotresno utrditev konstrukcije in oceno stroškov predlaganih ukrepov.

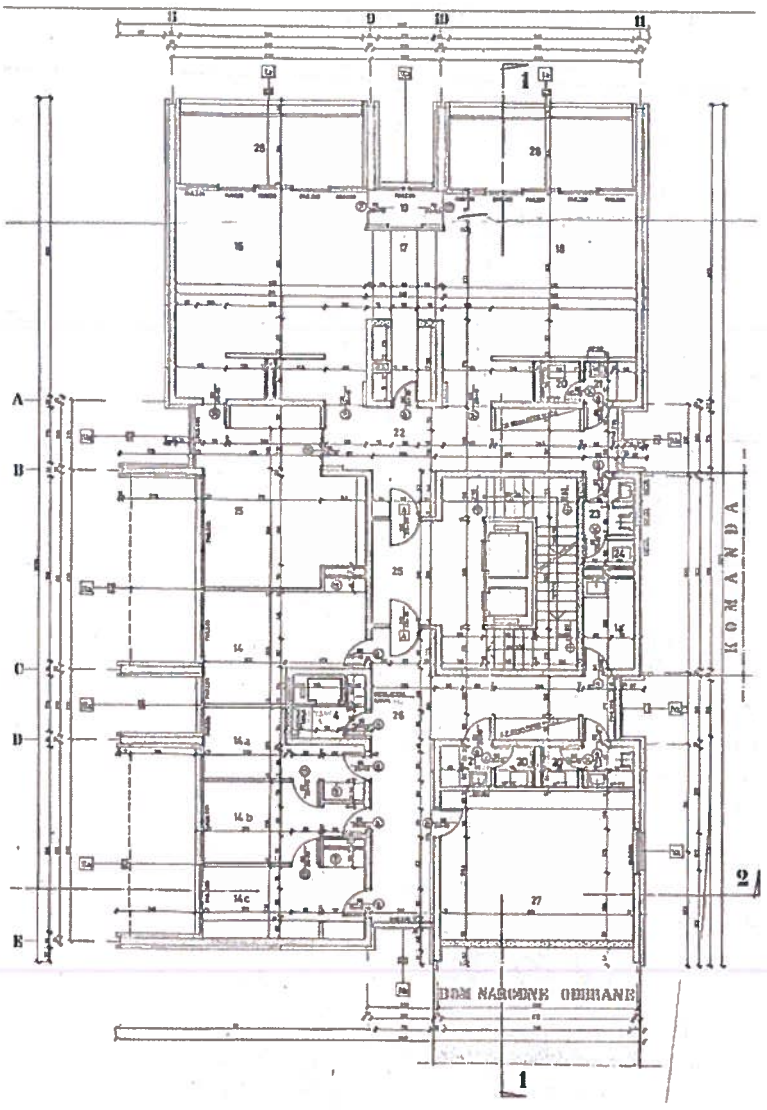
Poročilo se sme reproducirati samo v celoti.

2. OPIS OBJEKTA

Objekt je bil grajen v 70-ih letih prejšnjega stoletja, in sicer kot samski dom oziroma hotel v sklopu vojaškega kompleksa med Vojkovo ulico in Dimičevo cesto v Ljubljani.

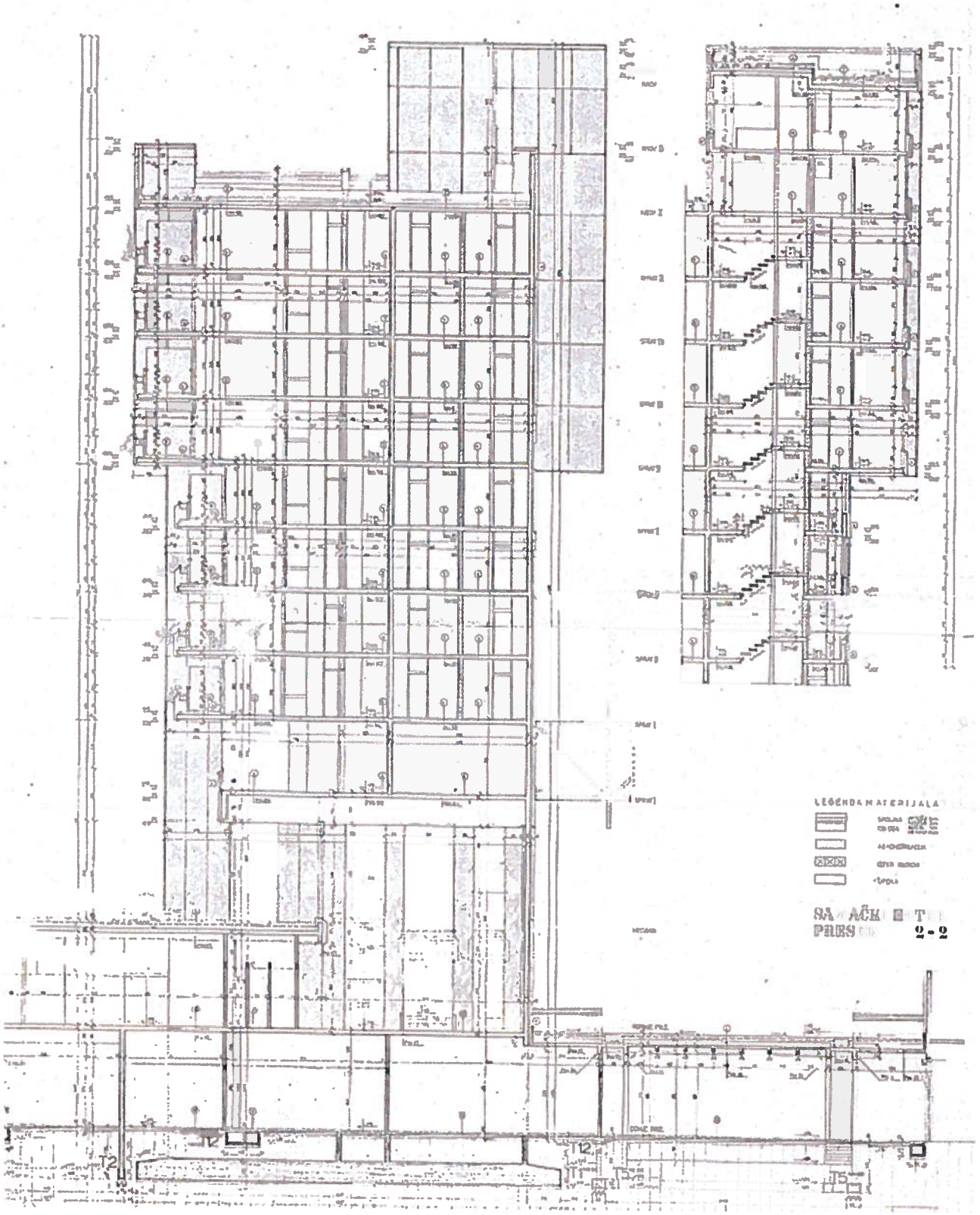
Arhitektonsko je zasnovan kot razmeroma vitek devetnadstropni stolp s konzolnimi razširitvami na vseh štirih fasadah. Zunanji gabariti nadstropnega dela znašajo ca. 21 x 28,5 m, pritlični in kletni del pa se raztezata na širšem območju. Na vrhu se v dveh etažah nahajajo strojnica in pomožni prostori v tlorisnih gabaritih ca. 9,5 x 6,3 m. Skupno ima objekt tako 13 etaž (K+P+9+2). Etažne višine znašajo: 4,65 m v kleti, 10,8 m v pritličju, 3,45 m v prvem nadstropju in 2,9 m v višjih nadstropjih razen v strojnici, kjer etažna višina znaša 4, 7 m. Skupna višina objekta tako znaša ca. 49,5 m.

V konstrukcijskem smislu gre za armiranobetonsko konstrukcijo stenaste zasnove. Glavno vertikalno nosilno konstrukcijo tvorijo armiranobetonske stene in slopi, ki so razporejeni v obeh pravokotnih smereh. Stene so na nivoju etaž povezane z armiranobetonskimi ploščami, ki so ponekod ojačene z armiranobetonskimi nosilci. V armiranobetonski stenasti zasnovi je izvedeno tudi stopniščno jedro. Streha je ravna – strešno konstrukcijo predstavlja strop vrhnje etaže. Objekt je (najverjetneje) temeljen na pasovnih temeljih. Fasada objekta je narejena iz betonskih plošč.



Slika 1: Stoplnica Triglav, karakterističen tloris (tloris prvega nadstropja)

Poročilo se sme reproducirati samo v celoti.



Slika 2: Stoplnica Triglav, karakterističen prerez (prerez 2-2)

Poročilo se sme reproducirati samo v celoti.

3. PREGLEDI IN PREISKAVE

3.1. Pregled dokumentacije

Za potrebe naloge smo pregledali arhivsko dokumentacijo, ki nam jo je priskrbel naročnik oziroma smo jo pridobili na samem objektu:

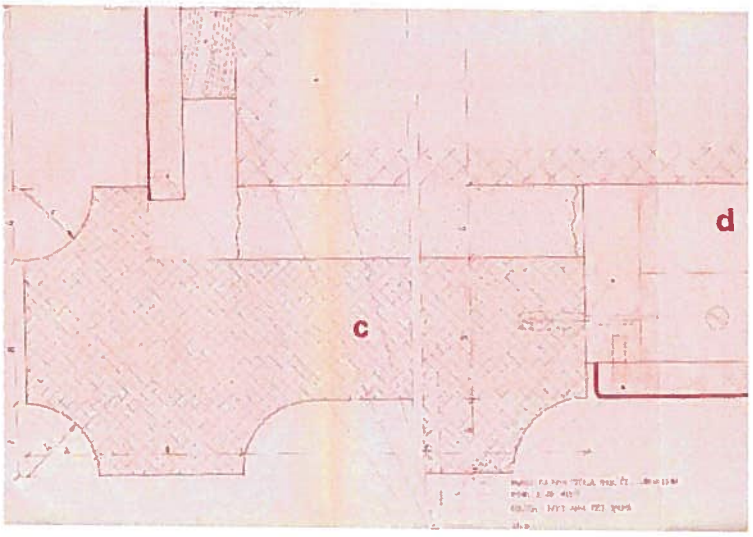
- Samački hotel, glavni projekat, arhitektura, Projektni zavod Centroprojekt, reg. broj.: 73-158, sept. 1974 (arh. št. 51-01-77);
- Sadržaj JNA Ljubljana, Samački hotel, idejni projekat, Projektni zavod Centroprojekt, reg. broj.: 73-158, okt. 1974 (arh. št. 51-01-83);
- Poročilo o preiskavi tal za gradnjo objektov na vogalu Dimičeve in Vojkove ul. v Ljubljani, Zavod za raziskavo materiala in konstrukcij Ljubljana, nov. 1974 (arh. št. 51-01-124);
- Samački hotel, glavni projekat, enterier S. hotela, Projektni zavod Centroprojekt, reg. broj.: 73-158, avg. 1975 (arh. št. 51-01-69);
- Sadržaj JNA, detajlni projekat, uređenje terena, Projektni zavod Centroprojekt, reg. broj.: 73-158, apr. 1976 (arh. št. 51-01-80);
- Samački hotel, glavni projekat, korekcije kod S. hotela, Projektni zavod Centroprojekt, reg. broj.: 73-158, jun. 1976 (arh. št. 51-01-75);
- Hotel »Triglav« Ljubljana, SO – Bežigrad, Restavracija – jeklena konstrukcija, statika – jeklo, PZI, ART A. design Ljubljana, št. proj 029/1991-F.A., jan. 1992 (arh. št. 51-01-93);

V nadaljevanju podajamo bistvene ugotovitve pregleda dokumentacije.

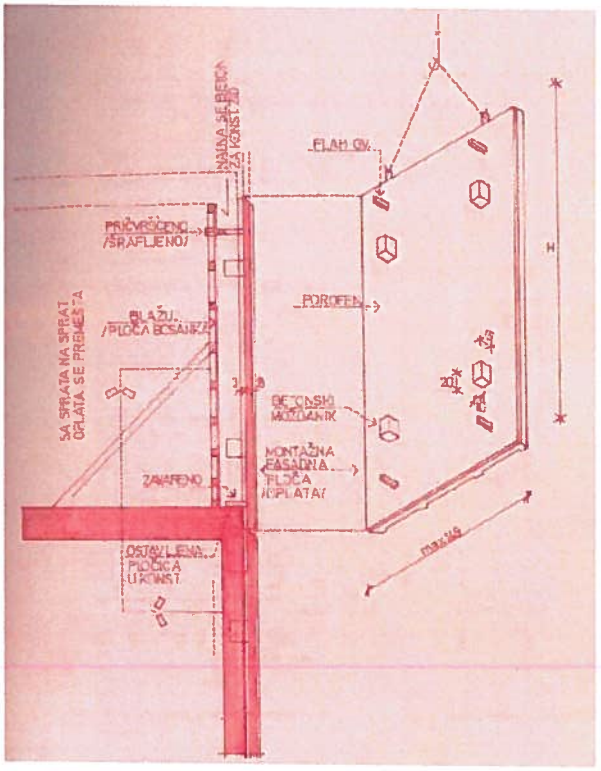
- Objekt je bil projektiran v letih 1974–1976.
- Samski hotel je predstavljal prvo fazo izgradnje kompleksa JNA, ki je poleg tega predvideval še dva objekta, in sicer »Dom narodne obrambe« in »Poveljstvo«.
- Razpoložljiva arhivska dokumentacija ne vsebuje statičnih in armaturnih načrtov, zato lahko na konstrukcijsko zasnovo objekta sklepamo le posredno iz drugih načrtov. V tem oziru je uporaben predvsem idejni projekt iz leta 1974 (arh. št. 51-01-83), od koder je moč sklepati, da:
    - so nosilne betonske stene praviloma predvidene v debelini 20 cm, razen v območjih dvigalnih jaškov, kjer so predvidene stene debelin 12 ali 15 cm,
    - je skrajni zahodni kletni del konstrukcijsko ločen (dilatiran) od osnovnega dela objeta,
    - so pozidave med nosilnimi betonskimi stenami predvidene iz polne opeke debeline 12 cm ali iz votlakov debeline 20 cm,
    - je fasadna obloga predvidene iz betona debeline 8 cm, med konstrukcijo in fasado pa je 1 cm zračnega prostora in 3 cm izolacije (porofen),
    - sta bili v 1. nadstropju na vzhodni in južni strani predvideni mostni povezavi s sosednjima objektoma (»Komanda«, »Dom narodne odbrane«).
- Iz načrta »Enterier S. hotela« (arh. št. 51-01-69, list 43) je razvidna oblika fasade objekta – predvidena je betonska obloga debeline 8 cm, ki se v vogalih s krožnimi zaključki razširi za 4 cm in je od nosilne stene odmaknjena za 4 cm. Način sidranja fasade v nosilno konstrukcijo ni razviden (slika 3).

Poročilo se sme reproducirati samo v celoti.

- V načrtu »arhitektura« (arh. št. 51-01-77) je vsebovan predlog za izvedbo fasadne obloge. Ta predvideva, da bi montažne betonske fasadne plošče (maksimalne širine 149 cm) služile kot opaž pri betoniranju fasadnih betonskih nosilnih sten, s katerimi bi bile povezane z betonskimi mozniki (slika 4).
- Iz poročila o preiskavi tal (arh. št. 51-01-124) je razvidno, da v območju objekta temeljna tla sestavljajo peščeni in meljasti prodi, ki se nadaljujejo v konglomerat. Navedeno je, da se pri načrtovanju temeljev za zemljino sme privzeti strižni kot 38 °, za dopustno obremenitev pa se lahko upošteva q_{dop} = 3,6 kp/cm².



Slika 3: Detajl fasadne obloge



Slika 4: Predlog izvedbe fasadne obloge

Poročilo se sme reproducirati samo v celoti.

3.2. Pregled objekta in opis poškodb

V okviru naloge smo izvedli vizualni pregled stanja obravnavanega objekta. Fotodokumentacija je podana v prilogi 1.

Vizualni pregled je pokazal, da je objekt razmeroma dobro vzdrževan in da je nosilna konstrukcija v dobrem stanju. Na objektu nismo evidentirali poškodb, ki bi kazale na problematiko preobremenitev nosilnih elementov, prekomernih povesov stropnih konstrukcij ali diferenčnega posedanja temeljnih tal.

Pregled je pokazal, da so poškodbe prisotne predvsem na fasadnih armiranobetonskih elementih. Te se odražajo, kot površinske poškodbe betona (priloga 1, slike 2, 3, 5, 40, 44), kot luščenje betona (priloga 1, slike 2, 6, 10), kot odpadanje krovnega sloja (priloga 1, slike 4, 8–11, 14, 15, 17) in mestoma tudi kot močno razpadanje betona z razkrito in korodirano armaturo (priloga 1, slike 13, 22, 26, 35–38). Navedene poškodbe betonskih elementov so predvsem posledica atmosferskih vplivov in zatekanja meteorne vode ter premajhne krovne plasti betonskih elementov. Zaradi dotrajanosti je poškodovano tesnilo med posameznimi fasadnimi elementi (priloga 1, slike 5, 18, 23, 38). Navedene poškodbe so omejene predvsem na (nenosilne) fasadne elemente, poškodbe nosilnih elementov pa smo evidentirali le na fasadnih stebričkih na južni fasadi pritličnega dela objekta (priloga 1, slike 46–49).

Ocenjujemo, da stanje fasadne obloge ni kritično, saj razen poškodb krova betona in lokalnih močneje degradiranih mest pri pregledu nismo zaznali znakov, ki bi kazali na nevarnost odpadanja celotnih fasadnih plošč. Izjema je fasadna obloga na nivoju kleti na severni strani na mestu sonde K-S2 (priloga 1, slika 53), kjer je med sondiranjem prišlo do odpadanja večjega kosa fasade. Izkazalo se je, da bila na tem mestu obloga že poškodovana oziroma prekinjena zaradi vgradnje jeklene konzole naknadno vgrajenega nadstreška, tako da tu obloga ni bila sidrana v nosilni zid, temveč je bila le položena na teren, ki smo ga med sondiranjem nekoliko spodkopali, da bi prišli do nosilne konstrukcije. Ne glede na to, da globalno stanje fasade trenutno ni kritično, pa bo treba pristopiti k celoviti sanaciji fasade, da se prepreči nadaljnji razvoj poškodb, ki bi sicer ob neukrepanju lahko ogrozile varnost fasadne konstrukcije.

Sanacija fasadnih elementov bi zahtevala odstranjevanje vseh labilnih slojev betona, čiščenje in zaščito razkrite armature ter reprofilacijo betonskih površin. V sklopu sanacije bi bilo potrebno sistematično pregledati vse fasadne površine ter preveriti njihovo stabilnost na licu mesta, še posebej skrbno v območju največjih poškodb. Zamenjati bi bilo treba tudi poškodovana tesnila med fasadnimi ploščami ter očiščene in betonske površine zaščititi z zaščitnim premazom.

Poleg poškodb smo v sklopu vizualnega pregleda ugotavljali tudi skladnost objektov s projektno dokumentacijo. Ugotovili smo, da se dejansko stanje dobro ujema s projektiranim stanjem, ki je prikazano v idejnem projektu (arh. št. 51-01-83). Večjih predelav oziroma posegov v nosilno konstrukcijo nismo odkrili, razvidno pa je, da je bila zasnova celotnega kompleksa nekoliko spremenjena, saj predvidene mostne povezave sosednjimi objekti niso izvedene na predvidenih mestih (priloga 1, sliki: 1, 40). Razvidna je tudi naknadno izvedena jeklena konstrukcija v območju restavracije v pritličju, kot je bilo predvideno v projektni dokumentaciji iz leta 1992 (arh. št. 51-01-93).

Poročilo se sme reproducirati samo v celoti.

3.3. Preiskave s sondiranjem

Za potrebe naloge smo izvedli preiskave nosilnih elementov z odbijanjem ometa oziroma krovnega sloja betona do armature. Skupno smo izvedli 41 preiskovalnih sond na stenah oziroma slopih. Namen preiskav je bil ugotavljanje dejanskega stanja vgrajenih materialov in skladnosti s projektno dokumentacijo ter tudi kalibracija rezultatov meritev armature z nedestruktivnimi metodami. Fotografije preiskovalnih sond so podane v prilogi 1, lege sond z izrisom pa v prilogi 4.

Preiskave so pokazale, da so stene armirane z vzdolžno (vertikalno) in stremensko (horizontalno armaturo. Vertikalna armatura je v vogalih praviloma zgoščena.

Vse evidentirane armaturne palice stebrov so iz gladkih armaturnih palic, kar je z ozirom na čas izgradnje objekta pričakovano. Armatura na mestih izvedenih preiskav ni korodirana, ali pa je korodirana le površinsko, brez zmanjšanja nosilnega prereza.

Preiskave so pokazale tudi dobro ujemanje glede geometrijskih karakteristik konstrukcijskih elementov z ozirom na podatke v projektni dokumentaciji.

3.4. Nedestruktivne preiskave tlačne trdnosti betona

Nedestruktivne preiskave tlačne trdnosti betonskih elementov smo izvedli z metodo povratno udarnega kladiva po Schmidtu (t. i. sklerometriranje) z uporabo instrumenta SilverSchmidt PC N, proizvajalca Proceq. Preiskava je izvedena po standardu SIST EN 12504-2:2013, rezultati pa so vrednoteni po standardu SIST EN 13791:2019.

Sklerometrične preiskave smo izvedli na armiranobetonskih elementih na skupno 44-ih merskih mestih, in sicer večinoma na mestih izvedenih preiskovalnih sond oziroma v njihovem širšem območju. Mesta preiskav so označena v prilogi 4, rezultati preiskav pa so podani v prilogi 2.1.

Rezultati meritev v splošnem kažejo, da je vgrajeni beton dobre kvalitete. Analiza rezultatov po posameznih etažah ne nakazuje zmanjševanje tlačne trdnosti betona z višino objekta, kot je to značilno za starejše objekte. Na podlagi izvedenih meritev ocenjujemo, da se vgrajeni beton lahko uvršča v trdnostni razred C30/37.

Pri interpretaciji rezultatov se je treba zavedati, da gre za grobo oceno, kar je na eni strani posledica omejenega števila preiskav, po drugi strani pa tudi posledica same narave meritev. Za večjo zanesljivost bi potrebovali bistveno več meritev, ločeno po posameznih konstrukcijskih sklopih. Še večjo zanesljivost pa bi dosegli v kombinaciji z izvedbo destruktivnih preiskav z odvzemom valjev in laboratorijskimi preiskavami vzorcev. Ne glede na navedeno, pa lahko glede na rezultate izvedenih meritev ocenimo, da je tlačna trdnost vgrajenega betona zadovoljiva.

3.5. Meritve armature z nedestruktivno metodo

Poleg preiskovalnih sond smo količino in lego vgrajene armature ugotavljali tudi z nedestruktivno metodo s pomočjo instrumentov za detekcijo armature: PS 200 Ferroscan in PS 1000 X-Scan proizvajalca Hilti. Instrument PS 200 Ferroscan deluje po principu magnetne indukcije, in sicer na

Poročilo se sme reproducirati samo v celoti.

podlagi zaznavanja motenj v elektromagnetnem polju, ki jih povzroča jeklena armatura. Instrument PS 1000 X-Scan pa deluje po principu georadarskih meritev. Georadarske raziskave temeljijo na oddajanju elektromagnetnih valov in zapisu odbojev teh valov iz bližnje okolice. Pogoj za uspešne georadarske raziskave je kontrastnost v elektromagnetnih lastnostih raziskovanega prostora. Fizikalna parametra, ki pogojujeta širjenje elektromagnetnih valov skozi medij, sta elektromagnetna permeabilnost in električna upornost. Ugodni pogoji nastopajo tam, kjer je relativna elektromagnetna permeabilnost nizka, električna upornost medija pa visoka. Natančnost obeh meritev se slabša z globino vgrajene armature, odvisna pa je tudi od nekaterih parametrov kot so: tip armature, ravnost betonske površine, usmerjenost armature, razmik med armaturnimi palicami, korodiranost armature, spremenljiva globina armature, kovinske primesi v betonu, vsebnost vlage in razne površinske obdelave.

Z instrumentoma Hilti PS 200 Ferroscan in Hilti PS 1000 X-Scan smo skupno opravili 405 meritev na skupno 325 merskih mestih (na nekaterih mestih smo izvajali meritve z obema instrumentoma, na nekaterih pa samo s po enim). Meritve smo izvajali pretežno na stenah, in sicer v vseh 13-ih etažah. Mesta meritev so označena v prilogi 4, rezultati meritev pa so v prilogi 2.2.

Rezultati dopolnjujejo izvedene destruktivne meritve in kažejo razmeroma dobro ujemanje z ugotovitvami preiskav, še zlasti glede načina armiranja oziroma razporeda armaturnih palic. Rezultati glede premera armaturnih palic so nekoliko manj zanesljivi, predvsem na robovih sten, kjer je armatura zgoščena, saj oba instrumenta bližnje palice, ki niso dovolj razmaknjene, zaznata kot eno palico večjega premera.

4. STATIČNA IN SEIZMIČNA ANALIZA

4.1. Statična analiza

4.1.1. Splošno

V okviru naloge smo preverili nosilnost karakterističnih nosilnih elementov pri redni statični obtežbi. Pri tem smo za materialne in geometrijske karakteristike upoštevali podatke pridobljene s preiskavami in podatke iz arhivske dokumentacije. Vhodni podatki in izračuni so prikazani v prilogi 3.

4.1.2. Obtežbe

Preverili smo obtežne kombinacije, ki vključujejo lastno in stalno obtežbo konstrukcije, koristno obtežbo prostorov ter obtežbe s snegom in vetrom.

Za lastno težo upoštevamo vrednosti, ki izhajajo iz geometrije betonske konstrukcije, ob upoštevanju specifične teže armiranega betona $\gamma = 25$ kN/m^3. Za težo tlaka karakteristične etaže upoštevamo vrednost $g = 1{,}5$ kN/m^2 oziroma $g = 4{,}0$ kN/m^2 za strope vrhnjih etaž (streha), kot to ocenjujemo iz razpoložljivih podatkov. Za težo fasadne obloge upoštevamo vrednost $g = 2{,}0$ kN/m^2

Za koristno obtežbo prostorov upoštevamo vrednost $q = 2{,}0$ kN/m^2, kot je bilo najverjetneje upoštevano pri načrtovanju hotelskih prostorov.

Poročilo se sme reproducirati samo v celoti.

Za obtežbo snega na strehi upoštevamo vrednost s = 1,2 kN/m², skladno z zahtevami standarda Evrokod.

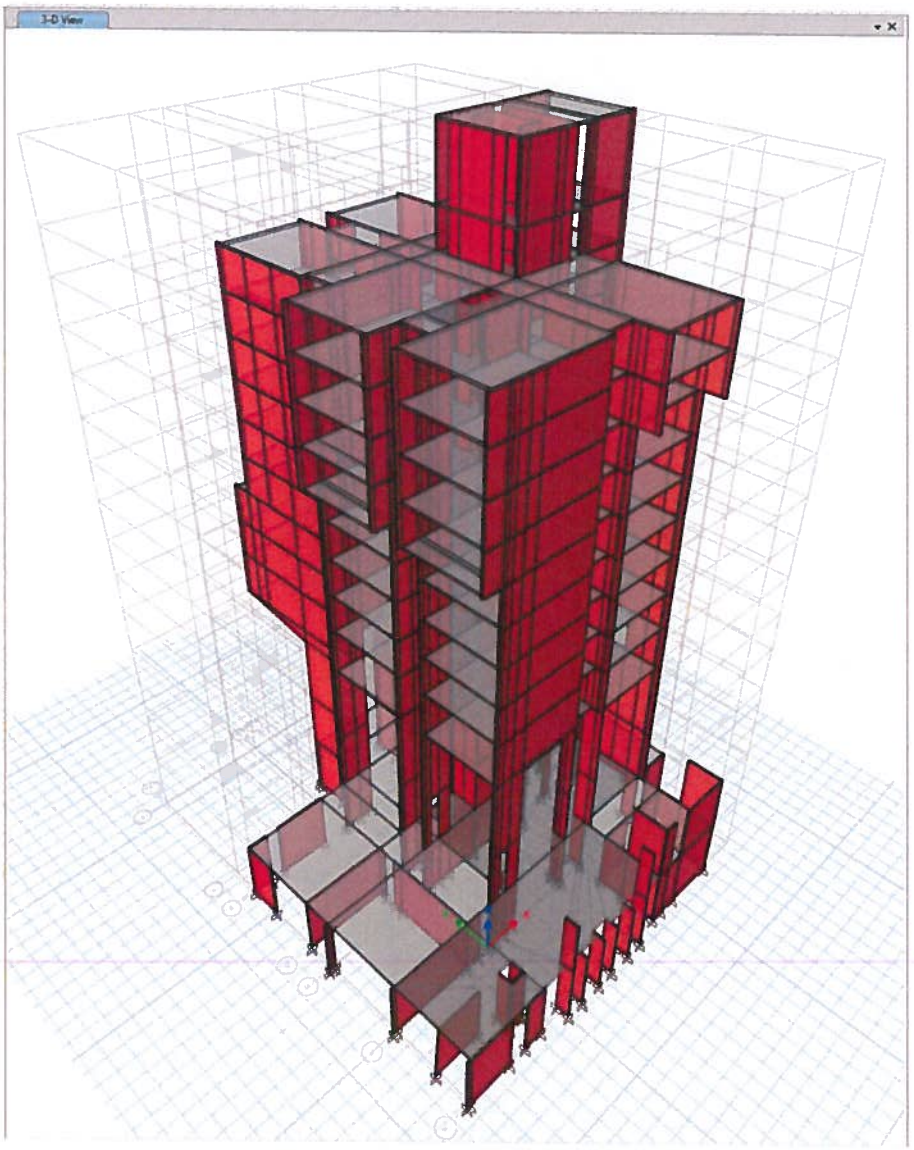
Pri določitvi obtežbe vetra upoštevamo vetrno cono 1 in kategorijo terena 4, skladno z zahtevami standarda Evrokod.

4.1.3. Računski model

Statična analiza objekta je bila izvedena s programom ETABS, ki temelji na metodi končnih elementov. Nosilno konstrukcijo obravnavamo s prostorskim modelom, kjer so glavni nosilni elementi modelirani s ploskovnimi elementi (slika 6).

4.1.4. Rezultati analize

Računska analiza je pokazala, da je nosilnost konstrukcije ustrezna za prevzem redne statične obtežbe, kot jo zahtevajo današnji predpisi. Pri obtežnih kombinacijah s koristno obtežbo, obtežbo snega in obtežbo vetra so obremenitve glavnih nosilnih elementov – sten bistveno manjše od kapacitet posameznih elementov.



Slika 5: 3D računski model konstrukcije

Poročilo se sme reproducirati samo v celoti.

4.2. Seizmična analiza

4.2.1. Splošno

Seizmično analizo smo izvedli ob uporabi linearno-dinamične – modalne analize s spektri odziva, s pomočjo katere ugotavljamo osnovne dinamične karakteristike zgradbe, velikost horizontalnih pomikov ter nivo obremenitev nosilnih elementov pri projektnem potresu. Upoštevan je enak računski model kot pri predhodno izvedeni statični analizi, le da je upoštevana razpokanost betonskih prerezov, in sicer z upoštevanjem polovične vrednosti togosti nerazpokanih elementov. Analiza je izvedena v skladu z evropskim standardom Evrokod 8. Podrobnosti so prikazane v prilogi 3.

4.2.2. Potresna obtežba

Za določitev potresne obtežbe upoštevamo novo potresno karto – Potresna nevarnost Slovenije – projektni pospešek tal (ARSO, 2021). Obravnavani objekt se nahaja na območju, kjer se po tej karti pričakuje potres s pospeškom temeljnih tal 0,275 *g*. Glede pomembnosti se objekt uvršča v II. kategorijo objektov – običajni objekti. Za tip tal predpostavimo kategorijo tal C. Glede na tip konstrukcijskega sistema in način armiranja upoštevamo faktor obnašanja konstrukcije za nizko stopnjo duktilnosti (DCL) $q = 1{,}5$.

4.2.3. Nihajne oblike in nihajni časi

Osnovni nihajni časi stavbe znašajo: T_1 = 1,022 s (prečna in torzijska smer), T_2 = 0,957 s (vzdolžna smer), T_3 = 0,777 s (torzijska smer in prečna smer), kar kaže, da gre za razmeroma podajno konstrukcijo s srednje dolgimi periodami. Konstrukcijski sistem je torzijsko občutljiv.

4.2.4. Kontrola etažnih pomikov

Maksimalni pomiki pri projektni potresni obtežbi znašajo na vrhu 23,2 cm. Izkaže se, da pri tem dovoljeni etažni pomiki, s katerimi se omeji poškodbe nekonstrukcijskih elementov pri potresni obtežbi, niso prekoračeni.

4.2.5. Celotna prečna sila ob vpetju

Pri obtežbi s projektnim potresom znaša celotna prečna sila ob vpetju: ca. 25 % teže stavbe za X smer in ca. 21 % za Y smer. To pomeni bistveno večjo potresno obtežbo, kot je bila upoštevana pri projektiranju objekta.

4.2.6. Kontrola nosilnosti elementov

Računska analiza je pokazala, da je nosilnost glavnih nosilnih elementov pri projektni potresni obtežbi močno prekoračena. Prekoračena je tako upogibna kot tudi strižna nosilnost nosilnih elementov.

Poročilo se sme reproducirati samo v celoti.

5. PREDLOG PROTIPOTRESNE UTRDITVE OBJEKTA

5.1. Splošno

Vse izvedene računske analize so potrdile domnevo, da potresna odpornost objekta ne ustreza zahtevam današnjih predpisov. Izkaže se, da objekt dosega bistveno nižjo potresno odpornost, kot jo za tovrstne objekte zahtevajo današnji standardi. Pri tem je problematična tako strižna kot tudi upogibna nosilnost konstrukcije. Glede na navedeno lahko brez dvoma ugotovimo, da je objekt potresno močno ogrožen.

V nadaljevanju naloge podajamo predlog za protipotresno utrditev objekta. V splošnem je možno potresno odpornost objektov izboljšati na več načinov: z utrditvijo obstoječih nosilnih elementov, z dodajanjem novih elementov ali pa z izvedbo novega nosilnega sistema za prevzem potresnih sil. Izbira ukrepov je odvisna od same zasnove objekta, od nivoja sprejemljivosti posega v prostor, posega v arhitekturo in funkcionalnost objekta ter tudi od potrebne stopnje izboljšave objekta. V konkretnem primeru, kjer potresno odpornost celotnega objekta narekuje predvsem strižna nosilnost betonskih sten, je za dvig nivoja potresne varnosti na raven današnjih predpisov smiselno pristopiti predvsem k utrjevanju posameznih kritičnih elementov.

5.2. Predlog protipotresne utrditve

Za protipotresno utrditev objekta predlagamo izvedbo ojačitev vseh strižnih sten z armiranobetonskimi oblogami. Obloge so minimalne debeline 20 cm in so z jeklenimi sidri vgrajenimi s pomočjo epoksidnega lepila povezane z obstoječo konstrukcijo. Obloge se izvedejo kontinuirno skozi stropne konstrukcije od temeljev do vrha objekta. Obloge se armira z vertikalno in horizontalno armaturo, ki se jo dimenzionira tako, da se zagotovi ustrezna upogibna in strižna nosilnost skupnega prereza oziroma utrjenega elementa.

5.3. Ocena stroškov predlaganih ukrepov

Ocenjena vrednost stroškov predlaganih utrditvenih ukrepov znaša (brez DDV):

2.000.000,00 EUR.

Navedena vrednost predstavlja grobo oceno stroškov. V oceni so zajeta samo gradbena dela za utrditev konstrukcije ter zaključna dela (ometavanje, pleskanje, popravilo stropov in tlakov) za popravilo poškodb v območju ojačitev in povrnitev v prvotno stanje. Ocena ne vključuje stroškov vezanih na preureditev prostorov, stroškov vezanih na strojne in elektro inštalacije, na opremo in stavbno pohištvo, stroškov projektne dokumentacije, stroškov morebitnega najema nadomestnih poslovnih prostorov v času sanacije in drugih posrednih stroškov.

Poročilo se sme reproducirati samo v celoti.

6. ZAKLJUČEK

V poročilu smo podali rezultate pregledov, preiskav in računskih analiz nosilne konstrukcije stolpnice »Triglav« na sedežu MO v Ljubljani. Na podlagi ugotovitev je podan idejni predlog za utrditev konstrukcije, ki je tudi cenovno ovrednoten.

Vizualni pregled je pokazal, da je objekt razmeroma dobro vzdrževan in da je nosilna konstrukcija v dobrem stanju. Na objektu nismo evidentirali poškodb, ki bi kazale na problematiko preobremenitev nosilnih elementov, prekomernih povesov stropnih konstrukcij ali diferenčnega posedanja temeljnih tal. So pa prisotne razmeroma močne lokalne poškodbe na betonskih fasadnih elementih, ki v trenutni fazi še ne ogrožajo njihove globalne stabilnosti, vendar pa bo treba pristopiti k celoviti sanaciji fasade, da se prepreči nadaljnji razvoj poškodb, ki bi sicer ob neukrepanju lahko ogrozile varnost fasadne konstrukcije. Sanacija fasadnih elementov bi zahtevala odstranjevanje vseh labilnih slojev betona, čiščenje in zaščito razkrite armature ter reprofilacijo betonskih površin. V sklopu sanacije bi bilo potrebno sistematično pregledati vse fasadne površine ter preveriti njihovo stabilnost na licu mesta, še zlasti v območju največjih poškodb. Zamenjati bi bilo treba tudi poškodovana tesnila med fasadnimi ploščami ter očiščene in betonske površine zaščititi z zaščitnim premazom. Sanacijo fasade je treba načrtovati skupaj z ukrepi za protipotresno utrditev in morebitno energetsko sanacijo objekta – v primeru celovite sanacije objekta, ki bi zajemala tudi protipotresno sanacijo in energetsko sanacijo, bo verjetno najbolj smiselno, da se betonske fasadne obloge v celoti odstrani, kar bi omogočalo izvedbo protipotresnih utrditev z zunanje strani objekta in izvedbo dodatne toplotne izolacije.

Preiskave konstrukcijskih elementov so pokazale razmeroma dobro ujemanje dejanskega stanja s podatki v arhivski projektni dokumentaciji. Kvaliteta vgrajenih materialov je v splošnem ustrezna in primerna za nadaljnjo uporabo. Glede na stanje vgrajenih materialov in stanje poškodb ocenjujemo, da varnost objekta pri redni statični obtežbi ni problematična, kar potrjujejo tudi izvedeni kontrolni statični izračuni.

Podrobna seizmična analiza je potrdila domnevo, da potresna odpornost objekta ne ustreza zahtevam današnjih predpisov. Pri tem je problematična tako strižna kot tudi upogibna nosilnost konstrukcije. Vzrok za nizko potresno odpornost je predvsem posledica dejstva, da je bil objekt projektiran na bistveno nižjo potresno obtežbo, kot to zahtevajo današnji predpisi. Objekt je bil namreč projektiran in zgrajen v času, ko so glede potresne nevarnosti veljala bistveno manj stroga pravila, oziroma so se načela potresnovarne gradnje šele začela uveljavljati v predpisih. Glede na navedeno lahko zaključimo, da je objekt močno potresno ogrožen. Ob nastopu predvidenega projektnega potresa (s povratno dobo 475 let) bi prišlo do močnih nepopravljivih poškodb, ki bi privedle do delnih rušitev ali celo kolapsa nosilnega sistema.

V nadaljevanju elaborata so bile preverjene možnosti za protipotresno utrditev objekta. Izkaže se, da je potresno odpornost objekta možno izboljšati do zahtevanega nivoja, vendar pa bi to zahtevalo korenite posege v konstrukcijo – utrditi bi bilo namreč treba praktično vse strižne stene. Za protipotresno utrditev objekta predlagamo izvedbo ojačitev sten z armiranobetonskimi oblogami debeline 20 cm. Obloge se izvedejo kontinuirno skozi stropne konstrukcije od temeljev do vrha objekta. Strošek predlaganih utrditvenih ukrepov je ocenjen na 2.000.000 EUR, pri čemer pa je upoštevan samo strošek gradbenih del brez vseh posrednih stroškov.

PRIPRAVIL: mag. Anton ŠTAMPFL, univ. dipl. inž. grad.

GRADBENI INŠTITUT ZRMK d.o.o. Ljubljana, Dimičeva 12

Poročilo se sme reproducirati samo v celoti.