

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

*Janova 2
1000 Ljubljana, Slovenija
telefon (01) 47 68 500
faks (01) 42 50 681
fgg@fgg.uni-lj.si*



Univerzitetni študij gradbeništva,
Konstrukcijska smer

Kandidat:

Metod Bonča

OCENA POTRESNEGA TVEGANJA ZA IZBRANE JEKLENE STAVBE

Diplomska naloga št.: 3126

Mentor:

izr. prof. dr. Matjaž Dolšek

Ljubljana, 2010

IZJAVA O AVTORSTVU

V skladu s 27. členom Pravilnika o diplomskem delu UL Fakultete za gradbeništvo in geodezijo,

Podpisani Metod Bonča izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:

OCENA POTRESNEGA TVEGANJA ZA IZBRANE JEKLENE STAVBE

Izjavljam, da prenašam vse materialne avtorske pravice v zvezi z diplomsko nalogo na UL, Fakulteto za gradbeništvo in geodezijo.

Noben del tega zaključnega dela ni bil uporabljen za pridobitev strokovnega naziva ali druge strokovne kvalifikacije na tej ali drugi univerzi ali izobraževalni inštituciji.

Ljubljana, 20.09.2010

(podpis kandidata)

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.014.2:624.042.7(043.2)

Avtor: Metod Bonča

Mentor: doc. dr. Matjaž Dolšek, u.d.i.g.

Naslov: Ocena potresnega tveganja za izbrane jeklene stavbe.

Obseg in oprema: 94 str., 20 pregled., 19 graf., 39 slik

Ključne besede: ocena, potres, tveganje, jeklen, stavba

Izvleček

Nosilne konstrukcije objektov se med drugim projektirajo tudi na vpliv potresa. Pri običajnih objektih načrtovanje temelji na predpostavki, da se bo konstrukcija v primeru projektnega potresa poškodovala, ne pa porušila. Takšna filozofija projektiranja je vključena tudi v predpise za projektiranje potresnoodpornih konstrukcij, vendar se vse bolj uveljavljajo metode projektiranja, ki predvidevajo določevanje potresnega tveganja, ki ga običajno izrazimo s srednjo letno verjetnostjo prekoračitve mejnega stanja. Prednost takšnega pristopa pred običajnim projektiranjem je v tem, da eksplicitno ocenimo verjetnost prekoračitve mejnega stanja, pri čemer upoštevamo vse možne potrese, ki se lahko pojavijo v življenjski dobi konstrukcije. Takšen pristop smo uporabili tudi v diplomski nalogi. V prvem delu diplomske naloge so predstavljene teoretične osnove za oceno potresnega tveganja, v drugem delu pa smo za dva primera jeklenih stavb ocenili potresno tveganje. Izkaže se, da so konstrukcije, ki so projektirane po sodobnih predpisih bistveno bolj varne kot tiste, ki so bile projektirane po predpisih JUS, čeprav je verjetnost porušitve zaradi potresa še vedno večja kot verjetnost porušitve zaradi lastne teže, vetra ali snega. Slabost obeh predpisov, po katerih so bile projektirane stavbe, ki jih obravnavamo v diplomski nalogi, pa je v tem, da ne zagotavljata enakih verjetnosti porušitve za različne konstrukcijske sisteme.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDK: 624.014.2:624.042.7(043,2)

Author: Metod Bonča

Supervisor: doc. dr. Matjaž Dolšek, u.d.i.g.

Title: Seismic risk assessment for selected steel buildings.

Notes: 94 p., 20 tab., 19 graphs, 39 fig

Key words: assessment, seismic, risk, steel, building

Abstract

Buildings are among others also designed to withstand the earthquake actions. The ordinary buildings can suffer significant damage if subjected to the design earthquake, but it is not allowed that buildings collapse for such seismic event. This design philosophy is embedded in the codes for design of earthquake resistant structures. However, new methods for design and assessment of structures were recently introduced and involve seismic risk assessment, which is usually expressed with mean annual probability of exceedance of given limit state. The advantage of such approach, which was also used in the Thesis, is explicit determination of risk assessment by consideration of all possible seismic events, which may appear in the life period of structure. In the first part of the Thesis the theoretical background of the seismic risk assessment method is summarized. This method is later used for estimating seismic risk of two steel structures. Results indicated that structure designed according to modern code is significantly safer than that designed according to old JUS codes. On the other hand it was recognized that the probability of collapse due to earthquakes can be higher than that due to gravity loads, wind or snow. However, the disadvantage of both codes can be found in the fact that neither of the code does not guarantee equal probability of collapse for different structural systems.

ZAHVALA

Zahvala gre v prvi vrsti moji ženi Damjani za njeno potrpežljivost in moralno podporo med študijem.

Velika zahvala gre tudi mojim staršem in družini, ki me je v času mojega šolanja podpirala tako v moralnem kot tudi v materialnem smislu.

Hvala mentorju doc. dr. Matjažu Dolšku za njegovo človečnost, strokovnost, potrpežljivost in pomoč pri ustvarjanju tega diplomskega dela.

Hvala stricu Francu Krmelju za pomoč pri naravoslovnih predmetih v času srednješolskega šolanja.

Hvala podjetju Slovenske Žleznice, ki me je med študijem finančno podprlo.

Nazadnje gre zahvala Inštitutu za metalne konstrukcije ter njegovemu vodstvu za zaupanje in podporo.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	TEORETIČNE OSNOVE	4
2.1	Ocena seizmičnega tveganja	4
2.2	Pushover analiza	10
2.2.1	Modeliranje konstrukcije	11
2.2.2	Opis materialne nelinearnosti	11
2.2.3	Obtežba	17
2.2.4	Rezultati	19
2.2.5	Določitev pospeška za izbrano mejno stanje	20
2.2.6	Idealizacija diagrama celotne prečne sile/pomik	23
2.2.7	Vpliv torzije	24
3	PRAKTIČNA PRIMERA	26
3.1	Opis konstrukcijskega sistema obravnavanih stavb	26
3.1.1	Model JUS	28
3.1.2	Model EC8	31
3.2	Izračun mase pri potresni obtežni kombinaciji	31
3.2.1	Stalni vplivi	32
3.2.2	Spremenljivi vplivi	32
3.2.3	Razporeditev obtežbe	33
3.2.4	Potresna kombinacija za izračun mas	35
3.3	Elastična analiza potresnega odziva	36
3.4	Pushover analiza	39
3.4.1	Material	39
3.4.2	Plastični členki	40
3.4.3	Izbira oblike horizontalnih sil za nelinearno statično »pushover« analizo	45
3.4.4	Določitev parametrov analize	45
3.4.5	Rezultati pushover analize	47
3.4.5.1	Ocena horizontalne odpornosti v y smeri	47
3.4.5.2	Primerjava modela JUS in EC8 v y smeri	49
3.4.5.3	Ocena horizontalne odpornosti v x smer	53

3.4.5.4 Primerjava modela JUS in EC8 v x smeri	54
3.4.5.5 Primerjava med konstantno obliko obtežbe in obliko dobljeno iz elastične analize 56	
3.4.5.6 Primerjava potresnih sil z dejansko odpornostjo	59
3.5 Ocena potresnega tveganja	63
3.5.1 Določitev mejnega stanja	63
3.5.2 Določitev funkcije potresne nevarnosti	76
3.5.3 Določitev funkcije pomikov konstrukcije	84
3.5.4 Izračun potresnega tveganja	86
4 ZAKLJUČEK	91
VIRI	XIII

KAZALO TABEL

Tabela 1: Vrednosti parametrov a_{ξ} , b_{ξ} in c_{ξ} za momentne okvirje	14
Tabela 2: Vrednosti zasukov v točkah IO, LS in CP za momentne okvirje	15
Tabela 3: Vrednosti parametrov a_{ξ} , b_{ξ} in c_{ξ} za povezja iz jeklenih U profilov	16
Tabela 4: Vrednosti parametrov IO, LS in CP za povezja iz jeklenih U profilov po FEMA 356	17
Tabela 5: Vrednosti DL, SD in NC povezja po SIST EN 1998-3.....	17
Tabela 6: Uklonske nosilnosti zavetrovalnih elementov.....	29
Tabela 7: Uklonske nosilnosti zavetrovalnih elementov	31
Tabela 8: Vrednosti maksimalnih vrednosti trikotne linijske obtežbe	34
Tabela 9: Vrednosti faktorje ϕ za stavbe	35
Tabela 10: Številčna oblika elastičnega spektra odziva.....	36
Tabela 11: Rezultati modalne analize	37
Tabela 12: Absolutne in normirane etažne prečne sile.....	38
Tabela 13: Vrednosti parametrov za jeklene elemente uporabljene pri EC modelu	41
Tabela 14: Plastični momentni členki EC modela	41
Tabela 15: Vrednosti parametrov za jeklene elemente uporabljene pri JUS modelu.....	42
Tabela 16: Plastični momentni členki JUS modela.....	42
Tabela 17: Vrednosti parametrov za zavetrovanje (EC in JUS).....	42
Tabela 18: Plastični členki zavetrovanja (EC in JUS).....	42
Tabela 19: Razlike med izračunano in ocenjeno horizontalno nosilnostjo	48
Tabela 20: Vrednosti pushover krivulj za y smer na maji tečenja in na meji porušitve. 50	
Tabela 21: Razlika med ocenjeno in izračunano horizontalno nosilnostjo.....	53
Tabela 22: Vrednosti pushover krivulj za x smer na ocenjeni meji tečenja sistema in na meji porušitve.....	56
Tabela 23: Primerjava projektne potresne sile in odpornosti iz pushover analize	60
Tabela 24: Ocena za pravilnost rezultatov elastične potresne analize	60
Tabela 25: Kontrola pomikov (d_r = relativni zamik etaž).....	61
Tabela 26: Kontrola pomikov (d_r = relativni zamik etaž).....	61
Tabela 27: Potresna izkoriščenost izbranih jeklenih nosilnih elementov glede na SIST EN 1998-1	62
Tabela 28: Pushover krivulje v AD formatu.....	66

Tabela 29: Pospeški na meji tečenja in pri horizontalni "nosilnosti" sistema.....	71
Tabela 30: Pushover krivulje v AD formatu.....	73
Tabela 31: Pospeški v mejnem stanju omejitev poškodb	73
Tabela 32: Primerjava vrednosti na meji elastičnosti sistema in na meji omejitev poškodb	73
Tabela 33: Vrednosti elastičnih spektralnih pospeškov	80
Tabela 34: Vrednosti faktorjev k_0 in k.....	81
Tabela 35: Povratne dobe potresov na meji elastičnosti oz. nosilnosti nosilnega sistema	82
Tabela 36: Povratne dobe potresov, ki povzročijo mejno stanje omejitve poškodb.....	82
Tabela 37: Vrednost faktorjev Γ	85
Tabela 38: Vrednosti faktorjev a_u in b_u.....	86
Tabela 39: Končne vrednosti potresnega tveganja brez upoštevanja nezanesljivosti	87
Tabela 40: Končne vrednosti potresnega tveganja z upoštevanjem nezanesljivosti.....	88

KAZALO GRAFIKONOV

Grafikon 1: Pushover krivulji v smeri y, za primer modalne oblike sil.....	49
Grafikon 2: Pushover krivulji v smeri y, za primer konstantne oblike sil	49
Grafikon 3: Pushover krivulji v smeri x, za primer modalne oblike sil.....	55
Grafikon 4: Pushover krivulji v smeri x, za primer konstantne oblike sil	55
Grafikon 5: Pushover krivulji modela EC v y smeri	57
Grafikon 6: Pushover krivulji modela JUS v y smeri.....	58
Grafikon 7: Pushover krivulji modela EC8 v x smeri	58
Grafikon 8: Pushover krivulji modela JUS v x smeri.....	59
Grafikon 9: Pushover krivulja modela EC8 v y smeri v AD formatu	64
Grafikon 10: Pushover krivulja modela JUS v y smeri v AD formatu	65
Grafikon 11: Pushover krivulja modela EC8 v x smeri v AD formatu.....	65
Grafikon 12: Pushover krivulja modela JUS v x smeri v AD formatu	66
Grafikon 13: Sae(Sde) dva različna nihajna čase konstrukcije.....	67
Grafikon 14: Postopek določitve pospeškov tal	70
Grafikon 15: Točke na elastičnih spektrih odziva, za določene nihajne čase stavbe.....	79
Grafikon 16: Razlike med verjetnostmi različnih izrednih dogodkov	92
Grafikon 17: Primerjava verjetnosti porušitve	93
Grafikon 18: Primerjava pushover krivulj za smer x in y pri stavbi JUS, modalna oblika obtežbe.....	93
Grafikon 19: Primerjava pushover krivulj za smer x in y pri stavbi EC8, modalna oblika obtežbe	94

KAZALO SLIK

Slika 1: Shema pričakovanih oz dovoljenih poškodb objekta (Fajfar, 2008)	5
Slika 2: Odnos normiran zasuk (pomik)/moment (sila) po FEMA356	12
Slika 3: Določevanje zasuka plastičnega členka konzole in nosilca	13
Slika 4: Točke IO, LS in CP	15
Slika 5: a1) primer oblike obtežbe, ki jo dobimo z elastično analizo; b1) konstantna oblika horizontalne obtežbe.....	19
Slika 6: Primer diagrama spektrov v AD formatu in krivulje kapacitete (Fajfar, 2002)	22
Slika 7: Idealizacija odnosa sila/pomik	23
Slika 8:Skica 3D modela stavbe.....	27
Slika 9: Tipičen vzdolžni prerez stavbe.....	27
Slika 10: Tipičen prečni prerez stavbe	28
Slika 11: Elementi vzdolžnega prereza in povezja- primer JUS modela	29
Slika 12: Tipičen prečni prerez – model JUS.....	30
Slika 13: Del tipičnega nadstropja – model JUS.....	30
Slika 14: Pretvorba ploskovne obtežbe na linijski.....	34
Slika 15: Elastičen in reducirana spektra odziva za tip tal A in $a_g=0,225$	37
Slika 16: Oblika pushover obtežbe.....	39
Slika 17: Primer podajanja plastičnega momentnega členka	41
Slika 18: Pushover analiza konzole	43
Slika 19: Pomik in sila na meji elastičnosti	44
Slika 20: Pomik in celotna prečna sila na meji porušitve	44
Slika 21: Parametri numerične analize	46
Slika 22: Modeliranje toge diafragme	46
Slika 23: Velika togost povezja v ravnini etaže.....	47
Slika 24: Ocenjevanje horizontalne nosilnosti	48
Slika 25: Plastični členki EC 8 modela pri modalni obliki obtežbe.....	52
Slika 26: Plastični členki JUS modela pri modalni obliki obtežbe	52
Slika 27: Skica računa ocene horizontalne nosilnosti objekta v x smeri, glede na nosilnost spodnjega povezja.....	53
Slika 28: Razlaga večje nosilnosti pri konstantni obliki obtežbe	57
Slika 29: Ocena izkoriščenosti profilov na potresno kombinaci	62

Slika 30: EC8, smer y, modalna in konstantna oblika obtežbe, poškodovanost prečk ...	74
Slika 31: EC8, smer x, modalna oblika obtežbe, poškodovanost diagonal	74
Slika 32: JUS, smer y, modalna oblika obtežbe, poškodovanost prečk	74
Slika 33: JUS, smer x, modalna oblika obtežbe, poškodovanost diagonal.....	75
Slika 34: EC8, smer x, konstantna oblika obtežbe, poškodovanost diagonal	75
Slika 35: JUS, smer y, konstantna oblika obtežbe, poškodovanost prečk	75
Slika 36: JUS, smer x, konstantna oblika obtežbe, poškodovanost diagonal.....	76
Slika 37: Potresna karta za povratno dobo 1000 let	78
Slika 38: Plastični členek, Model JUS, spodnja natezna diagonala, linearna oblika sile	83
Slika 39: Plastični členek, Model JUS, spodnja natezna diagonala, konstantna oblika sile	84
.....	84

1 UVOD

Na svetu je veliko stvari, ki se nam zdijo samoumevne, vendar bi brez njih, resnici na ljubo, težko živeli. Na primer, prevozna sredstva, nafta, elektrika, telefon, pošta, trgovine, javni promet, ceste, hladilnik, radio, televizija, internet in ostale dobrine so stvari, brez katerih si vsakdanjega življenja marsikdo ne more več predstavljati. Vse prevečkrat pozabljam, da se nam hitro lahko zgodi, da se zjutraj ne bomo mogli več peljati v službo z osebnim avtomobilom ali da bomo morali spet sejati pšenico, če bomo hoteli imeti kruh na jedilni mizi. Kot nam je samo po sebi umevna prisotnost nekaterih zgoraj naštetih dobrin, nam je žal samoumevna tudi odsotnost pojavov kot so poplave, lakota, smrtonosne epidemije (pandemije) in vojne. Včasih se zdi, da je sistem v razvitih kot tudi v manj razvitih državah na to kar nekako pozabil in se zato družba obnaša, kot da so določeni dogodki stvar neponovljive preteklosti.

Ljudje smo nagnjeni k čim bolj natančnemu načrtovanju svojega življenja in dela. S tem ne bi bilo nič narobe, če ne bi naši načrti sloneli na trenutni situaciji in na lastnih življenjskih izkušnjah. O dogodkih, ki jih nismo doživeli, oziroma se pojavijo samo enkrat na vsakih 200 let, niti ne razmišljamo, kaj šele, da bi jih v svojih življenjskih in poslovnih načrtih upoštevali kot možnost. Z njimi se ukvarja le relativno ozek krog strokovnjakov.

Potres je pojem, ki spada v kategorijo zelo redkih pojavov in za katerega predvidevamo, da ga v svojem življenju ne bomo doživeli. Če pa že, menimo, da le ta ne bo imel intenzitete, ki bi močneje vplivala na naš vsakdanjik. Resnica pa je precej drugačna. Potresi v Sloveniji niso nekaj, kar ne obstaja, ampak so realnost, ki se je v preteklosti že pojavljala in za katero lahko z relativno veliko gotovostjo trdimo, da bo resničnost tudi v prihodnje. Živimo namreč na kar nekaj tektonskih prelomnicah, ob katerih periodično prihaja tudi do bolj ali manj močnih potresov.

Vemo, da ob pojavu zmernega ali hudega potresa niso ogrožena samo človeška življenja in premoženje ljudi, ampak tudi stabilnost gospodarstva in sistema v celoti. Že pri zmernejšem potresu se namreč lahko pojavijo poškodbe objektov, ki pomenijo daljšo ali celo trajno prekinitev proizvodnje, kar vodi do velikih izgub dohodkov pravnih in fizičnih

oseb, propada podjetij, zmanjšanja prilivov v državni proračun, prekomernega povečanja izplačil zavarovalnic in drugih problemov. Ob tem se seveda pojavi vprašanje, v kolikšni meri se omenjenega problema zavedamo in ali sploh obstaja način in znanje, s katerimi bi lahko ocenili letno verjetnost pojava poškodb zaradi potresa na določenemu objektu in s tem npr. tudi letno verjetnost izpada proizvodnje? Odgovor je delno pritrđen, saj je z uporabo metod za oceno potresnega tveganja možno približno oceniti verjetnosti izgube, ki lahko potencialno nastanejo v prihodnosti. Na osnovi takšne ocene bi lahko temeljil tudi izračun zavarovalne premije za primer potresa, ki bi bil tako odvisen od potresne varnosti konstrukcije, stopnje vzdrževanja nosilnega sistema stavbe, lokacije stavbe in podobno.

Predmet diplomske naloge je ocena verjetnosti prekoračitve mejnega stanja zaradi potresne obtežbe na primeru jeklene stavbe, ki je bila projektirana po dveh različnih standardih.

V prvem poglavju so predstavljene teoretične osnove metode, ki so povzete po različnih standardih in strokovni literaturi. Opisan je princip ideje določevanja potresnega tveganja, na osnovi katerega so izpeljane enačbe. Poleg metode ocenjevanja potresnega tveganja so podane tudi teoretične osnove nelinearne statične oz. pushover analize, načela modeliranja konstrukcije in določitev projektne obtežbe, postopek za določitev materialne nelinearnosti različnih jeklenih elementov, postopek za določitev vplivov ekscentričnosti mase ter postopek določevanja potresnega tveganja, ki temelji na osnovi rezultatov nelinearne in linearne statične analize potresnega vpliva na konstrukcijo.

V drugem delu naloge ocenimo verjetnost prekoračitve izbranih mejnih stanj za dve stavbi, ki imajo enak konstrukcijski sitem, vendar so projektirane po različnih standardih. Ena konstrukcija je projektirana po starih JUS standardih, druga pa po eni od predhodnih verzij veljavnih evropskih predpisov za projektiranje jeklenih konstrukcij na potresnih območjih. Najprej je podana geometrija stavbe in nosilnih elementov ter vertikalna projektna obtežba za obe konstrukciji. Nato je za obe konstrukciji izračunan potresni vpliv, na osnovi katerega je določena oblika horizontalne obtežbe pri pushover analizi. Sledi določitev nelinearnih odnosov moment-rotacija (sila-pomik) za nosilne elemente ter predstavitev nelinearnega modela konstrukcij. Z uporabo N2 metodo, pri čemer

upoštevamo rezultati nelinearne statične analize, so določeni pospeški tal, ki povzročijo izbrana mejna stanja. Te količine ter predpostavljene razpršenosti nato uporabimo za oceno verjetnosti prekoračitve izbranih mejnih stanj za obe obravnavani konstrukciji. Nazadnje primerjamo in vrednotimo rezultate.

2 TEORETIČNE OSNOVE

2.1 Ocena potresnega tveganja

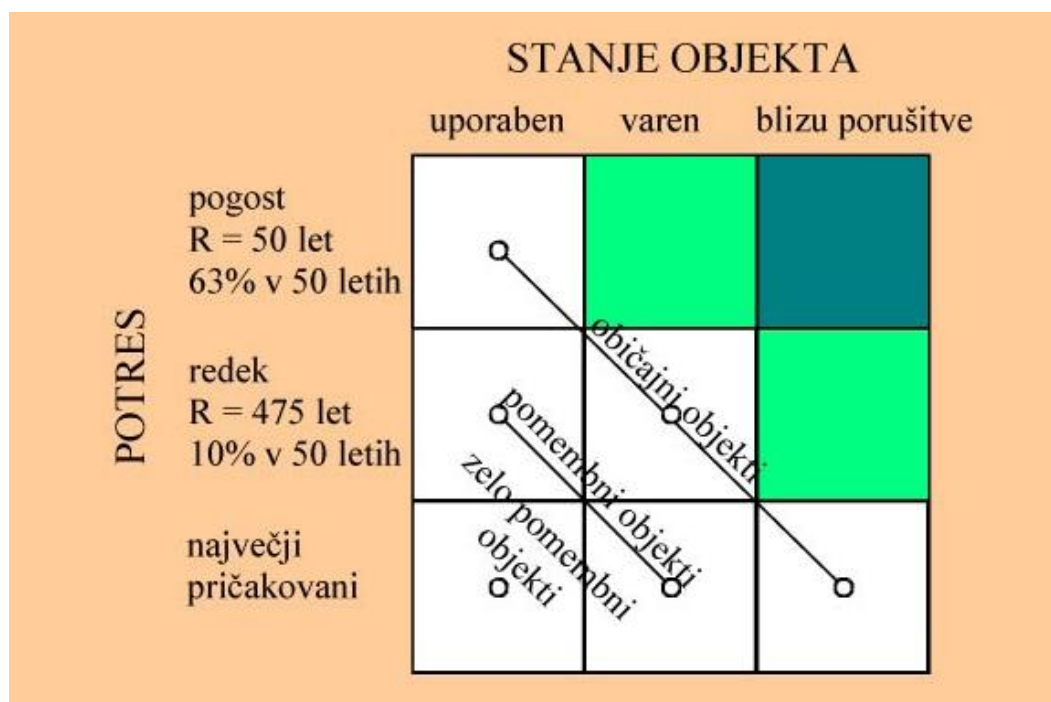
Pojav določenega dogodka je lahko odvisen od večjega števila faktorjev. Pravimo, da se določen dogodek pojavi z določeno verjetnostjo P . Nekateri dogodki so popolnoma nemogoči in je torej verjetnost za njihov pojav nična ($P=0$ za primer sneženja pri temperaturi zraka 30°C), drugi dogodki pa se bodo v določenem časovnem obdobju zagotovo zgodili ($P=1$, če vržemo t.i. pošteno kocko in zagotovo pade ena od števil med ena in šest). Takim dogodkom pravimo tudi gotovi dogodki. Največ dogodkov oz. pojavov pa je takšnih, da je verjetnost njihovega pojava med 0 in 1 ($0 < P < 1$) (Zapiski iz predavanja matematične analize IV).

Pojav poškodb objekta zaradi potresa je odvisen od različnih dejavnikov kot so pravilnost projektiranja, predvidena življenjska doba objekta, privzeta projektna povratna doba potresa, območje na katerem stoji objekt, zasnova objekta, kakovost vgrajenih materialov nosilne konstrukcije, kakovost izvedenih del pri gradnji objekta in drugo.

V grobem lahko dejavnike, ki vplivajo na potresno tveganje razdelimo v dve skupini. Prva skupina so dejavniki, ki so vezani na pojav potresa. V to skupino sodijo pogostost potresov, pojemanje potresov z oddaljenostjo od tektonskega preloma, vrsta potresa, trajanje močnega dela potresa in drugi dejavniki, ki jih določajo seizmologi in so upoštevani pri določevanju kart potresne nevarnosti. Na omenjene faktorje človek v večini primerov nima vpliva. V drugo skupino pa sodijo dejavniki na katere lahko zavestno vplivamo – projektiranje konstrukcije, kvaliteta vgrajenih materialov, nadzor nad kvaliteto izvedenih gradbenih del, vzdrževanje in podobno. Slednje so predvsem domena gradbene in v nekaterih primerih tudi strojniške stroke.

Trenutno gradnja potresno varnih objektov temelji na filozofiji, ki predvideva, da se objekt pri določeni magnitudi potresa poškoduje, vendar ne do te mere, da bi ogrožal človeška življenja. Na kakšen projektni pospešek oz. na kakšno magnitudo potresa je določen objekt projektiran, je odvisno od stopnje pomembnosti objekta. Pomembnejši objekti so projektirani na potres z daljšo povratno dobo, kar pomeni, da so projektirani na večji projektni pospešek tal. Na drugi

strani pa so manj pomembni objekti projektirani na projektne pospeške s krajšo povratno dobo. Na sliki 1 je omenjena filozofija tudi grafično prikazana.



Slika 1: Shema pričakovanih oz dovoljenih poškodb objekta (Fajfar, 2008)

Če želimo razumeti oceno potresnega tveganja, moramo nujno razumeti razliko med povratno dobo potresa in povratno dobo mejnega stanja. Povratna doba potresa predstavlja povprečen čas, v katerem se v povprečju pojavi potres, ki ima neko izbrano jakost (npr. maksimalni pospešek tal). Povratna doba potresa je odvisna od seizmoloških značilnosti širše okolice lokacije, kjer se nahaja objekt. Povratno dobo potresa določajo seizmologi v sodelovanju z drugimi strokovnjaki.

Povratna doba prekoračitve mejnega stanja konstrukcije pa ni odvisna samo od potresne nevarnosti oz. povratne dobe potresa, ampak je odvisna tudi od tega, kakšno in kako je določeno mejno stanje ter od kvalitete objekta. Mejno stanje ni nujno mejno stanje porušitve objekta, ampak je lahko definirano za različne stopnje poškodovanosti, na primer, razpokanost predelnih sten ali pokanje stekel. Povratna doba mejnega stanja konstrukcije je čas (v letih), v katerem je v povprečju vsaj enkrat prekoračeno mejno stanje v konstrukcij, pri čemer je konstrukcija izpostavljena vsem možnim potresom, ki se lahko zgodijo v tem času.

Recipročna vrednost povratne prekoračitve mejnega stanja je srednja (povprečna) letna frekvenca prekoračitve mejnega stanja.

Vprašanje srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja je bilo obravnavano s strani več avtorjev. Med njimi je bil tudi doc. dr. Matjaž Dolšek, ki je omenjeno temo natančno obdelal v svojem doktorskem delu. V njem je matematična izpeljava verjetnostne formule, metoda pa je predstavljena na primeru armiranobetonske poslovne stavbe.

Oceno potresnega tveganja razumemo tudi kot oceno verjetnosti prekoračitve mejnega stanja v enem letu. Določitev mejnega stanja konstrukcije pa ni enolična. Za mejno stanje bi lahko upoštevali mejno stanje nosilnosti konstrukcije, s čimer bi se omejili le na oceno verjetnosti porušitve objekta. Če pa problem pogledamo s strani možnega izpada dohodka določenega podjetja, potem tako mejno stanje nosilnosti konstrukcije ni ravno najbolj primerno. Potreba po prekinitvi proizvodnje se lahko pojavi že pri potresih z nižjo magnitudo od rušilne. Nosilni sistem konstrukcije je lahko še v elastičnem področju, vendar je notranja oprema (predelne stene, pohištvo, stroji) poškodovana v tolikšni meri, da je delo za daljši čas onemogočeno. Pri tem ima podjetje dvojno izgubo; zaradi izpada proizvodnje oz. storitev in zaradi stroškov sanacije. Iz primera je jasno razvidno, da se ob določevanju srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja srečamo z večjim številom problemov:

- Kolikšen horizontalni pomik nosilnega sistema je potreben za pojav določenih poškodb nosilnih elementov (stebri, prečke, povezja...)?
- Kolikšen horizontalni pomik (ali pospešek) nosilnega sistema je potreben za pojav določenih poškodb nenosilnih elementov (predelne stene, stopnišča, pohištvo, strojna oprema...)?
- Kolikšna magnituda potresa povzroči določene horizontalne pomike konstrukcije?
- Kakšen vpliv imajo različni potresi z enako magnitudo na pomike konstrukcije?
- Kolikšna je verjetnost pojava potresa z določeno magnitudo?
- Kolikšna je izguba podjetja ob pojavu potresa z določeno magnitudo?
- ...

Za določitev srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja je potreben kompleksen in povezan pristop različnih strok. Tako so za določevanje pogostosti potresa zadolženi seizmologi, ekonomisti in menedžerji so zadolženi za določevanje izgub podjetij, odvisnih od

trajanja izpada proizvodnje in storitev, za določevanje poškodb, ki so posledica potresov, pa je zadolžena gradbena stroka.

V tem diplomskem delu ne bomo obravnavali vseh področij, ampak se bomo omejili le na del, ki pripada gradbeni stroki. Pri tem se ne bomo spuščali v vprašanje določevanja poškodb notranje opreme (predelne stene, pohištvo, strojna oprema), ampak bodo za referenco služili pomiki oz. deformacije nosilnih elementov.

Predpostavimo, da smo se odločili za določeno mejno stanje konstrukcije. Kot že večkrat omenjeno, bo v okviru naše analize rezultat ocene potresnega tveganja srednja letna frekvenca prekoračitve mejnega stanja konstrukcijskega sistema. Srednjo verjetnost prekoračitve mejnega stanja v splošnem lahko zapišemo z naslednjo enačbo:

$$\lambda(DV) = \iint G(DV|DM) |dG(DM|IM)| d\lambda(IM) \quad (1)$$

pri čemer je

- DV ... vektor mejnega stanja
- DM ... vektor poškodovanosti objekta
- IM ... intenziteta potresa (maksimalni projektni pospešek tal)
- $\lambda(DV)$... srednja letna frekvenca prekoračitve mejnega stanja
- $G(DV|DM)$... verjetnost da je mejno stanje DV doseženo ali preseženo pri pogoju, da poškodbe zavzamejo "vrednost" DM .
- $G(DM|IM)$... verjetnost da poškodbe objekta dosežejo oz. presežejo "vrednost" DM pri pogoju, da se zgodi potres z intenziteto IM .
- $\lambda(IM)$... verjetnost da potres doseže oz. preseže stopnjo intenzitete IM .

Mere za intenziteto potresa so lahko različne. V kasnejših obravnavanih primerih je mera za intenziteto spektralni pospešek iz katerega je izračunan tudi maksimalni projektni pospešek tal, ki povzroči določeno mejno stanje. V splošnem bi lahko za intenziteto uporabili tudi kakšno drugo mero, npr. spektralno hitrosti, projektni pospešek tal in podobno. Torej mera za intenziteto je lahko katera koli količina, ki jo lahko povežemo z verjetnostjo pojava potresa z določeno magnitudo.

Vektor mejnega stanja je lahko maksimalen pomik konstrukcije na vrhu stavbe, relativni zamik etaž, formacija plastičnih členkov ali katerakoli druga količina, ki je merodajna za pojav izpada dohodka oziroma prekinitvev proizvodnje.

V primeru, da vektorje nadomestimo s skalarji, se izraz (1) poenostavi:

$$\lambda_{DV}(DV) = \iint G_{DV|DM}(dv|dm) |dG_{DM|IM}(dm|im)| d\lambda_{IM} im. \quad (2)$$

Z nekaj matematične telovadbe (Cornell in ostali, 2002; Dolšek, 2002) dobimo relativno enostaven izraz za verjetnost prekoračitve mejnega stanja:

$$P_f = H_S(S_C) \cdot C_f \quad (3)$$

$$C_f = e^{-\frac{k^2}{2b^2}(\sigma_{DR}^2 + \sigma_{CR}^2)} \quad (4)$$

pri čemer je:

- P_f ... srednja letne frekvenca prekoračitve mejnega stanja
- $H_S(S_C)$... funkcija potresne nevarnosti v odvisnosti potresene intenzitete S_C pri mejnem stanju (pomik, zasuk...) C .
- S ... seizmična intenziteta
- S_C ... seizmična intenziteta, ki povzroči mejni pomik (zamik, zasuk...)
- σ_{DR}, σ_{CR} ... standardna deviacija spremenljivk $D | S=s$ in C
- D ... deformacijska količina (pomik, zasuk) konstrukcije
- C ... mejna deformacijska količina (pomik, zasuk) konstrukcije
- a_w, b_w, k in k_0 ... faktorji predpostavljene oblike mediane maksimalnih pomikov (zasukov, zamikov) v odvisnosti od seizmične intenzitete in faktorji predpostavljene oblike funkcije potresene nevarnosti.

Predpostavljena oblika potresene nevarnosti ima enačbo:

$$H_S(s) = k_0 \cdot S^{-k} \quad (5)$$

Predpostavljena funkcija maksimalnih pomikov (zamikov, zasukov) v odvisnosti od intenzitete potresa pa ima enačbo:

$$D = a_u \cdot S^{b_u} \quad (6)$$

Faktorje a_u , b_u , k in k_0 določimo numerično s pomočjo enačb (5) in (6). Natančnejši način bo predstavljen na dveh praktičnih primerih stavbe.

V enačbi 3 in 4 niso upoštevane nezanesljivosti, ki se pojavijo pri modeliranju konstrukcije in pri določitvi vhodnih parametrov modela, zajete pa so nezanesljivosti zaradi slučajnosti potresne obtežbe. Pomik konstrukcije pri določeni intenziteti potresa ni vedno enak, ampak se spreminja glede na obliko akcelelograma. Dva potresa z enako magnitudo, ki imata različen časovni potek pospeškov, lahko povzročita popolnoma različne pomike. Slednje je razvidno iz nelinearne dinamične analize. Zaradi tega je potrebno upoštevati faktorje, ki zajemajo nezanesljivosti v določitvi zamika σ_{DU} , določitvi kapacitete zamika σ_{CU} in nezanesljivosti povezane s funkcijo potresne nevarnosti σ_H .

Enačbo 3 lahko razširimo tako, da upoštevamo tudi vplive modelnih in fizikalnih nezanesljivosti (Dolšek, 2002). Tako dobimo naslednje izraze za srednjo letno verjetnost prekoračitve mejnega stanja, ki je določena s stopnjo zaupanja x :

$$P_{f,x} = H_s(S_c)C_H C_f C_x \quad (7)$$

$$C_H = e^{\frac{1}{2}\sigma_H^2} \quad (8)$$

$$C_f = e^{\frac{k^2}{2b^2}(\sigma_{DR}^2 + \sigma_{CR}^2)} \quad (9)$$

$$C_x = e^{K_x \sqrt{\frac{k^2}{b^2}} \sigma_{UT}} \quad (10)$$

$$\sigma_{UT} = (\sigma_{DU}^2 + \sigma_{CU}^2)^{0.5} \quad (11)$$

Faktorje σ_H , σ_{DR} , σ_{CR} , σ_{DU} , in σ_{CU} lahko natančneje določimo z nelinearno dinamično analizo. Ker slednja ni predmet te diplomske naloge, bomo vrednosti faktorjev predpostavili. Priporočila podaja FEMA (Federal emergency management association), dobimo pa jih tudi v različnih člankih (Dolšek in Fajfar, 2007).

FEMA za običajne jeklene momentne okvirje stavb s 4 do 12 nadstropji za σ_{UT} predlaga vrednost 0,35. Enako vrednost bomo predpostavili tudi za okvirje s centričnim povezjem.

Za faktor σ_H bomo prevzeli vrednost 0,3, kot je predlagana v enem izmed strokovnih člankov (Dolšek, Fajfar, 2007).

Za σ_{CR} bomo prevzeli vrednost 0,3, ki je bila povzeta po strokovni literaturi (Dolšek, 2004).

Ocene za vrednosti σ_{DR} se gibljejo nekje med 0,4 za objekte s srednje dolgimi ali dolgimi nihajnimi časi ter 0,7 za objekte z izredno kratkim nihajnim časom (Dolšek in Fajfar, 2007).

Faktor k_x je vrednost normalne porazdelitve slučajne spremenljivke x . Če je $k_x = 0$ pomeni, da slučajna spremenljivka zavzame določeno vrednost s 50% verjetnostjo. Slednje je bilo upoštevano tudi v kasnejših primerih ocene potresnega tveganja.

Sedaj lahko relativno enostavno določimo srednjo letno frekvenco prekoračitve določenega mejnega stanja. Postopek je sledeč:

- Izvedemo pushover analizo konstrukcije v dveh ločenih straneh – dobimo odnos med celotno prečno silo in izbrano deformacijo (pomik, zasuk...),
- določimo mejno stanje konstrukcije C (pomik zasuk...),
- določimo pospešek a_g , ki povzroči mejno stanje konstrukcije C ,
- določimo faktorje a , b , k in k_0 in
- z upoštevanjem enačb od (3) do (11) izračunamo potresno tveganje.

Kot je razvidno, smo si za izračun potresnega tveganja pomagali s t.i. pushover oz. nelinearno statično analizo, ki je opisana v naslednjem poglavju.

2.2 Pushover analiza

Dinamičen odziv konstrukcije najbolj točno predstavimo z nelinearno dinamično analizo. Slednja je precej zahtevna tako računsko, kot s stališča količine podatkov, ki so zanjo potrebni. Zaradi svoje zahtevnosti je nelinearna dinamična analiza za vsakdanjo projektantsko prakso neuporabna. Kot približek nelinearni dinamični analizi je bilo razvitih več poenostavljenih metod, ki so bolj primerne za vsakdanje projektiranje oz. ocenjevanje potresnega odziva stavbe.

Med poenostavljene dinamične metode spada tudi t.i. N2 metoda, ki povezuje pushover analizo in nelinearne spektre odziva. Metoda ki je bila v sredini osemdesetih let prejšnjega stoletja razvita v IKPIR-u (Fajfar, 2002). Metoda počasi prodira v predpise in komercialne računalniške programe ter postaja pomembno orodje pri projektiranju potresno odpornih konstrukcij. Potrebno je vedeti, da ima pushover analiza omejeno polje uporabnosti, saj daje zadovoljive rezultate predvsem pri konstrukcijah oz. konstrukcijskih sistemih z eno prevladujočo nihajno obliko. Problematična pa je pri konstrukcijah, kjer prevladuje torzijska nihajna oblika (Fajfar, 2002).

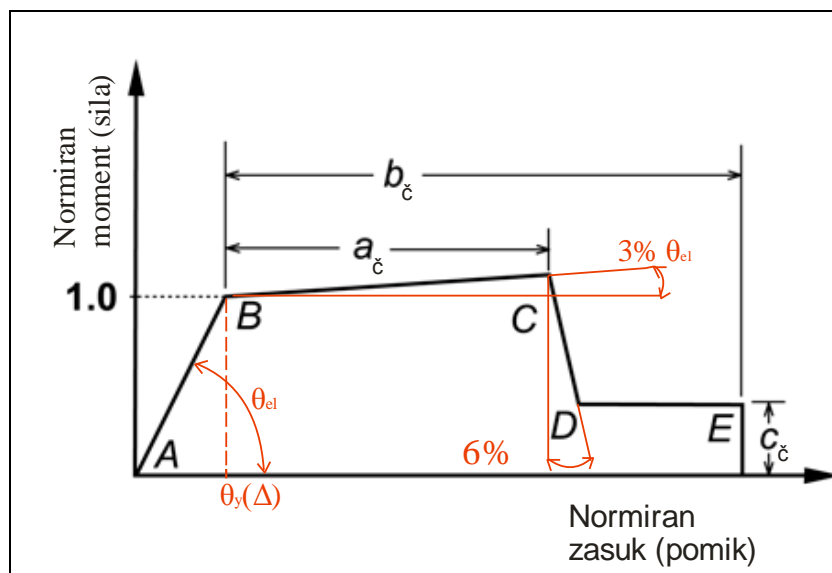
2.2.1 Modeliranje konstrukcije

Nosilni sistem konstrukcije modeliramo s končnimi elementi. Model konstrukcije je enak kot pri elastični analizi, le da so pri nelinearni statični analizi upoštevani še plastični členki (nelinearnost materiala). Običajno je model tridimenzionalen, potresna obtežba pa se nanaša v dveh ločenih in med seboj pravokotnih smereh (x , y). Takšni nelinearni modeli so sorazmerno enostavni, tako, da z njimi ni mogoče opisati vseh pojavov nelinearnega obnašanja konstrukcij, vendar so v predpisih za projektiranje konstrukcij (npr. Evrokod 8) dovoljeni.

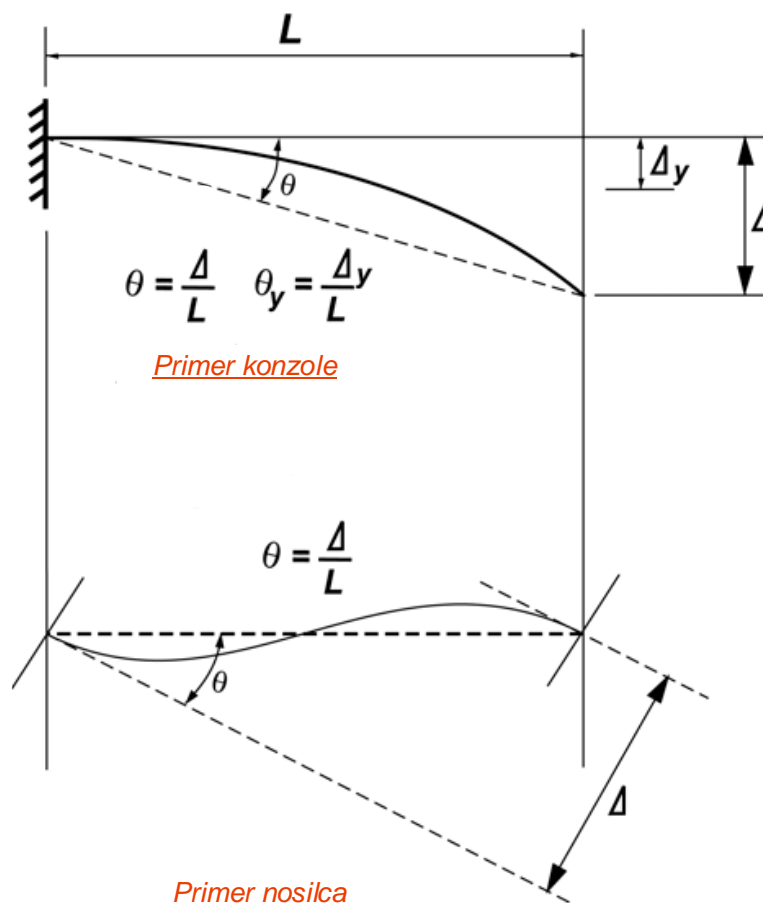
2.2.2 Opis materialne nelinearnosti

Materialno nelinearnost modela opišemo s plastičnimi členki, ki jih definiramo na koncu linijskih elementov. Pri potresni obtežbi se v momentnih okvirjih maksimalni momenti pojavijo na koncu prečk, na priključkih stebra na temelj in v stebrih na stikih s prečkami. Zaradi tega je približek nelinearnosti s pomočjo točkovnih plastičnih členkov relativno dobra in realna poenostavitev. Plastične členke definiramo z odnosom moment/zasuk elementa pri upogibnih elementih, osna sila/pomik pri osno obremenjenih elementih, strižna sila/pomik ter s kombinacijo naštetih. Uporaba določenega odnosa je odvisna od geometrije nosilnega sistema in ocene, katera izmed notranjih statičnih količin je prevladujoča. Pri jeklenih elementih so odnosi med notranjo statično količino in pomikom oz. zasukom izrazito bilinearni. Pri armiranem betonu pa bilinearnost ni tako izrazita, zato se tam največkrat poslužujejo trilinearnega odnosa. V tem diplomskem delu se bomo omejili le na stavbe z jekleno nosilno konstrukcijo, zato bo v primeru uporabljen bilinearen odnos.

Priporočila za izračun plastičnih členkov podaja ameriški predstandard FEMA 356 (FEMA, 2000). Slednji predvideva, da se plastično obnašanje jeklenih elementov zavzame z odnosom moment/rotacija pri prečkah oz. interakcijskim odnosom (moment, osna sila) pri stebrih in prečkah s povečano osno silo. Standard podaja tudi diagram omenjenega odnosa, ki je prikazan na sliki 2, kjer vertikalna os predstavlja normiran moment (osna sila), horizontalna os pa normiran zasuk (pomik). Normiran zasuk (pomik) je količnik med zasukom (pomikom) elementa in zasukom (pomikom) na meji tečenja sistema. Podobno velja za normiran moment (osno silo). Kot že omenjeno, se upogibni plastični členki določijo samo na začetku in na koncu elementov (stebri in prečke). Na spodnji sliki je prikazan primer določevanja zasuca konzole in nosilca oz. upogibnega stebra (Slika 3).



Slika 2: Odnos normiran zasuk (pomik)/moment (sila) po FEMA356



Slika 3: Določevanje zasuka plastičnega členka konzole in nosilca

Odnos moment/zasuk (M/θ) oz. sila/pomik (N/Δ) je odvisen od kvalitete uporabljenega materiala ter od geometrijskih karakteristik elementa – dolžina elementa in karakteristike prereza. Za določitev diagrama potrebujemo zasuk (pomik) na meji plastičnega tečenja ter koeficienta a_{ξ} , b_{ξ} , in c_{ξ} , ki jih podaja FEMA. Za upogibno obremenjene prečke ter osno in upogibno obremenjene stebre, je zasuk na meji plastičnega tečenja določen z enačbama 12 in 13.

$$\theta_y = \frac{W_{pl}\sigma_y L}{6EI} \dots \quad \text{Za upogibno obremenjene prečke} \quad (12)$$

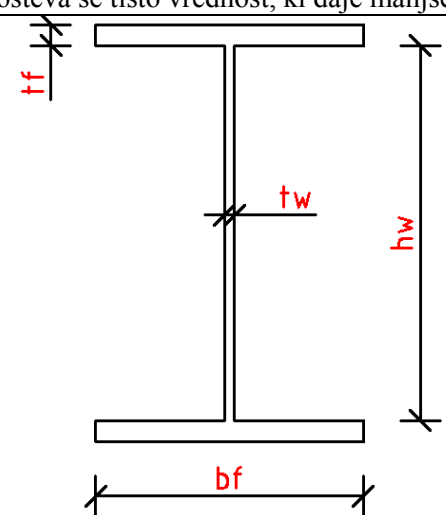
$$\theta_y = \frac{W_{pl}\sigma_y}{6EI} \left(1 - \frac{N}{N_{pl}}\right) \dots \text{Za upogibno in osno obremenjene stebre} \quad (13)$$

FEMA 356 podaja faktorje a_{ξ} , b_{ξ} , in c_{ξ} (indeks č pove, da so a, b in c faktorji za členke) s katerimi je določen diagram M/θ oz. N/Δ , pri čemer je potrebno poudariti, da so faktorji lahko

tudi drugačni, če je njihova korektnost potrjena s preizkusi. Faktorji, ki so pomembni za globalno preverjanje momentih okvirov, brez upoštevanja togosti spojev, so prikazani v spodnji tabeli. Iz tabele je jasno razvidno, da je krivulja določena tudi glede na kompaktnost prereзов nosilnih elementov.

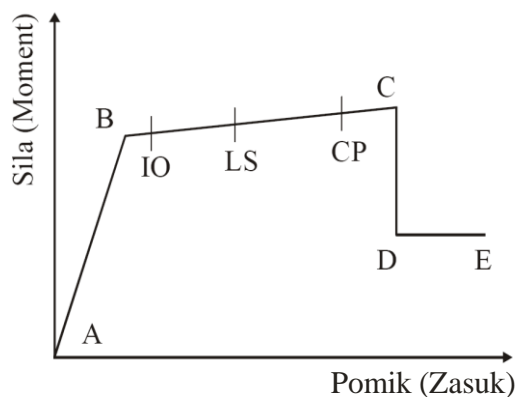
Tabela 1: Vrednosti parametrov a_{ξ} , b_{ξ} in c_{ξ} za momentne okvirje

PREČKE		a_{ξ} [rad]	b_{ξ} [rad]	c_{ξ} [rad]
1.	$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{\sigma_y}}$ in $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{\sigma_y}}$	$9 \theta_y$	$11 \theta_y$	0.6
2.	$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{\sigma_y}}$ ali $\frac{h_w}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{\sigma_y}}$	$4 \theta_y$	$6 \theta_y$	0.2
3.	Za vmesne vrednosti se izvede linearna interpolacija za vitkost pasnic in stojine. Upošteva se tisto vrednost, ki daje manjše vrednosti a in b.			
STEBRI		a_{ξ} [rad]	b_{ξ} [rad]	c_{ξ} [rad]
1.	$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{\sigma_y}}$ in $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{\sigma_y}}$	$9 \theta_y$	$11 \theta_y$	0.6
2.	$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{\sigma_y}}$ ali $\frac{h_w}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{\sigma_y}}$	$4 \theta_y$	$6 \theta_y$	0.2
3.	Za vmesne vrednosti se izvede linearna interpolacija za vitkost pasnic in stojine. Upošteva se tisto vrednost, ki daje manjše vrednosti a in b.			



Ko izvedemo pushover analizo, lahko preverimo tudi stanje plastičnega členka. FEMA določa točke na odnosu M/θ oz. N/Δ , na osnovi katerih lahko določimo nosilnost oz. poškodovanost linijskega elementa. Te točke imajo oznake IO (ang. Immediate Occupancy), LS (ang. Life

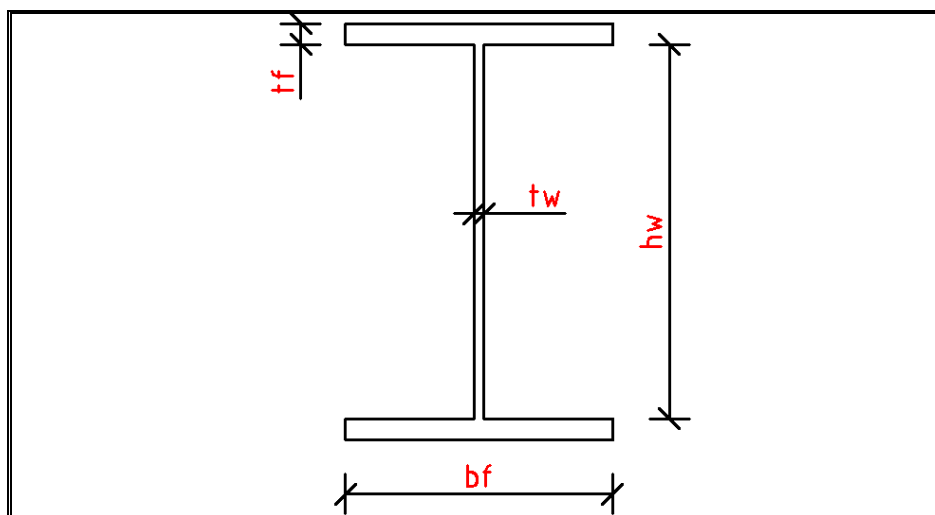
safety) in CP (ang. Collapse Prevention). Vrednosti zasukov, ki jih za konstrukcijsko jeklo na omenjenih točkah podaja FEMA356, so prikazane v spodnji tabeli.



Slika 4: Točke IO, LS in CP

Tabela 2: Vrednosti zasukov v točkah IO, LS in CP za momentne okvirje

PREČKE		IO [rad]	LS [rad]	CP [rad]
1.	$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{\sigma_y}}$ in $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{\sigma_y}}$	$1 \theta_y$	$6 \theta_y$	$8 \theta_y$
2.	$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{\sigma_y}}$ ali $\frac{h_w}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{\sigma_y}}$	$0.25 \theta_y$	$2 \theta_y$	$3 \theta_y$
3.	Za vmesne vrednosti se izvede linearna interpolacija za vitkost pasnic in stojine. Upošteva se tisto vrednost, ki daje manjše vrednosti a in b.			
STEBRI		IO [rad]	LS [rad]	CP [rad]
1.	$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{\sigma_y}}$ in $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{\sigma_y}}$	$1 \theta_y$	$6 \theta_y$	$8 \theta_y$
2.	$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{\sigma_y}}$ ali $\frac{h_w}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{\sigma_y}}$	$0.25 \theta_y$	$2 \theta_y$	$3 \theta_y$
3.	Za vmesne vrednosti se izvede linearna interpolacija za vitkost pasnic in stojine. Upošteva se tisto vrednost, ki daje manjše vrednosti a in b.			



Vidimo, da FEMA pri elementih s prerezi velikih vitkosti določa točko IO že pri $\frac{1}{4}$ zasuka na meji plastičnega tečenja, kar je posledica lokalnih izbočenj pasnice ali stojine nosilnih elementov. Tudi SIST EN 1998-3 v točki B.5.2 predvideva zgoraj opisane točke, ki pa jih poimenuje DL (ang. Damage Limitation), SD (ang. Significant Damage) in NC (ang. Near Collapse). Vrednosti zasukov v točkah DL, SD in NC odgovarjajo vrednostim ki jih v točkah IO, LS in CP določa FEMA 356.

FEMA 356 podaja faktorje a_{ξ} , b_{ξ} , in c_{ξ} tudi za druge konstrukcijske elemente, kot so: delno nosilni momentni spoji, tlačna povezja, natezna povezja iz različnih profilov... Za potrebe te diplomske naloge so v tabelah 3 in 4 podane vrednosti za tlačna in natezna povezja iz jeklenih U profilov.

Tabela 3: Vrednosti parametrov a_{ξ} , b_{ξ} in c_{ξ} za povezja iz jeklenih U profilov

Tlačno povezje		a_{ξ}	b_{ξ}	c_{ξ}
1.	Nevarnost uklona v ravnini povezja	$0.5 \Delta_C$	$9 \Delta_C$	0.2
2.	Nevarnost uklona iz ravnine povezja	$0.5 \Delta_C$	$8 \Delta_C$	0.2
Natezno povezje		a_{ξ}	b_{ξ}	c_{ξ}
1.	Za vse jeklene profile	$11 \Delta_t$	$14 \Delta_t$	0.8

Tabela 4: Vrednosti parametrov IO, LS in CP za povezja iz jeklenih U profilov po FEMA 356

Tlačno povezje		IO	LS	CP
1.	Nevarnost uklona v ravnini povezja	$0.25 \Delta_C$	$5 \Delta_C$	$7 \Delta_C$
2.	Nevarnost uklona iz ravnine povezja	$0.25 \Delta_C$	$4 \Delta_C$	$6 \Delta_C$
Natezno povezje		a_ξ	b_ξ	c_ξ
1.	Za vse jeklene profile	$0.25 \Delta_t$	$7 \Delta_t$	$9 \Delta_t$

Δ_t ...pomik na meji tečenja

Δ_C ...predviden pomik pri uklonski sili

SIST EN 1998-3 pri določevanju DL, SD in NC za tlačna povezja ne razlikuje različnih jeklenih profilov, ampak razlikuje samo kompaktnost profilov. Vrednosti so prikazane v tabeli 5.

Tabela 5: Vrednosti DL, SD in NC povezja po SIST EN 1998-3

Tlačno povezje	IO	LS	CP
1. razred kompaktnosti	$0.25 \Delta_C$	$4 \Delta_C$	$6 \Delta_C$
2. razred kompaktnosti	$0.25 \Delta_C$	$1 \Delta_C$	$2 \Delta_C$
Natezno povezje	DL	SD	NC
	$0.25 \Delta_C$	$7 \Delta_C$	$9 \Delta_C$

Δ_t ...pomik na meji tečenja

Δ_C ...predviden pomik pri uklonski sili

Nekateri komercialni programi imajo izračun plastičnih členkov že vključen v svoji programski kodi. Eden izmed takšnih programov je tudi SAP2000 različica 12 (CSI, 2008). Program izračuna plastične členke po postopku, ki je opisan zgoraj in ki ga določa FEMA356. Podati je potrebno le napetost tečenja in elastični modul jeklenega materiala. Če razpolagamo s takšno programsko opremo, je postopek pushover analize precej poenostavljen. V kasnejših konkretnih primerih bodo zaradi boljšega razumevanja plastični členki podani ročno.

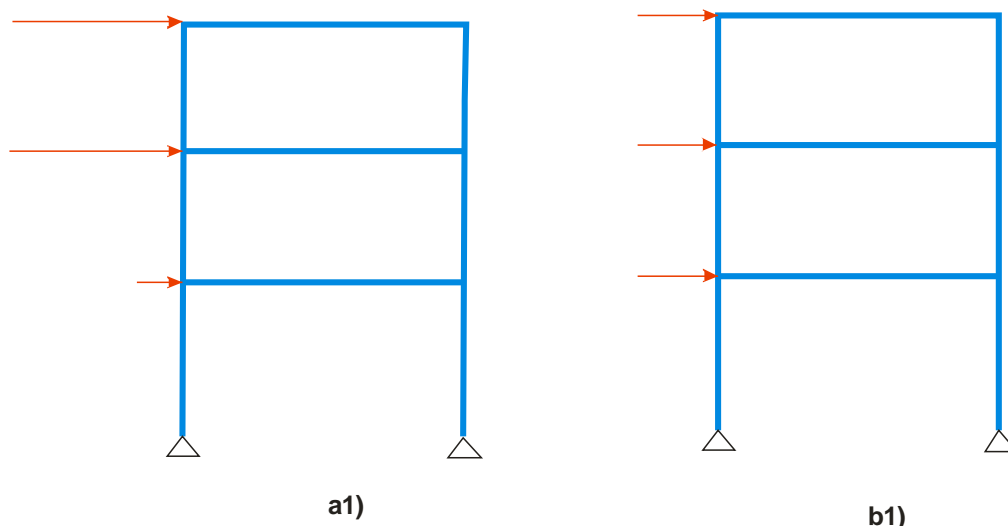
2.2.3 Obtežba

Iz elastične potresne analize vemo, da je razporeditev horizontalnih potresnih sil po višini objekta odvisna od razporeditve mas in togosti konstrukcije. Masa in masna razmerja so

povečini konstantna in se med potresom večinoma ne spreminjajo. Togost konstrukcije ali bolje, nosilnih elementov pa se zaradi poškodb med potresom spreminja. Togost elementa v elastičnem stanju ni enaka togosti, ko je del elementa že v območju plastičnega tečenja. Zaradi tega se postavlja vprašanje oblike potresne obtežbe. SIST EN 1998-3 v točki 4.4.4.2 predvideva najmanj dve oblike horizontalnih sil. Prva oblika je konstantna po višini objekta in je torej neodvisna od mas in togosti objekta. Druga pa je t.i. modalna oblika, ki jo določimo s pomočjo elastične potresne analize. Obe obliki sta približka in zato so tudi dobljeni rezultati le približni. Po navedbah prof. dr. Petra Fajfarja v strokovnem članku (Fajfar, 2002) pa na srečo oblika obtežbe nima bistvenega vpliva na rezultate analize. V našem primeru sta bili upoštevani obliki, ki jih predpisuje EC8, torej konstantna in modalna oblika.

Ko določimo obliko obtežbe, le-to postopoma in enakomerno (inkrementno) povečujemo ter zasledujemo notranje sile in pomike konstrukcije. Ker pa imamo večkrat težave z numerično stabilnostjo modela, predvsem v območju blizu porušitve objekta, se običajno odločamo za kontrolirano vsiljevanje pomika konstrukcije. Pri vsiljevanju pomikov običajno spremljamo celotno prečno silo, ki je vsota prečnih sil po etažah. "Obtežba" s pomiki ima enako obliko, kot če bi vsiljevali silo.

Pri pushover analizi ne smemo pozabiti na vertikalno obtežbo, ki je na konstrukciji vedno prisotna. Sem spada stalni vertikalni vpliv $G_{k,i}$ (AB plošče, profili, strojna oprema...) in spremenljiva obtežba $Q_{k,i}$ (predelne stene, pohištvo, ljudje...). Slednje reduciramo z ustreznimi varnostnimi faktorji, kot to zahteva SIST EN 1998-1, 3.2.4 in 4.2.4, kjer podaja tudi enačbo za upoštevanje stalnih in spremenljivih vplivov (enačbi 14 in 15).



Slika 5: a1) primer oblike obtežbe, ki jo dobimo z elastično analizo; b1) konstantna oblika horizontalne obtežbe

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (14)$$

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad (15)$$

$\psi_{2,i}$... koeficient za navidezno stalne vrednosti spremenljivih vplivov (EN 1990)

φ ... faktor, ki je odvisen od etaže, v kateri se nahaja obtežba oz. od "povezanosti" spremenljivih vplivov po etažah in od kategorije stavb (SIST EN 1998-1, 4.2.4)

Izraza 14 in 15 se upoštevata tako pri določitvi mas za izvajanje modalne analize, kot tudi za vertikalno obtežbo pri pushover analizi.

Ko je kombinacija vertikalne obtežbe določena, izvedemo pushover analizo v vertikalni smeri. Tu inkrementno povečujemo obtežbo in sicer do polne vrednosti kombinacije vertikalne obtežbe. Pri tem lahko upoštevamo tudi geometrijsko nelinearnost oz. nepopolnost. Po nelinearni statični analizi z vertikalno obtežbo izvedemo še pushover analizo s horizontalnimi silami.

2.2.4 Rezultati

Kot rezultat dobimo odnos med celotno prečno silo in pomikom izbrane točke. Namesto pomika lahko vzamemo katerokoli drugo deformacijsko količino, ki je v določenem primeru

primerna za določevanje stopnje poškodovanosti objekta (zasuk stebra, vertikalni pomik...) Običajno pa si na vrhu objekta (streha) izberemo poljubno točko, za katero izrišemo odnos pomik (u)/celotna prečna sila (V).

Na osnovi rezultatov nelinearne statične analize in definiranega mejnega stanja lahko določimo pomik na vrhu, ki ustreza definiranemu mejnemu stanju.

2.2.5 Določitev pospeška za izbrano mejno stanje

Maksimalni pospešek tal, ki povzroči izbrano mejno stanje, bomo določili z N2 metodo (Fajfar, 2002). V okviru N2 metode je potrebno količine sistema z več prostostnimi stopnjami prevesti na količine sistema z eno prostostno stopnjo. To storimo s pomočjo spodnjih enačb.

$$V^* = \frac{V}{\Gamma}, U^* = \frac{U}{\Gamma} \quad (16)$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \Phi_i^2} \quad (17)$$

$$m^* = \sum m_i \cdot \Phi_i \quad (18)$$

kjer je:

Γ ...faktor za pretvorbo količin iz sistema z več prostostnimi stopnjami na sistem z eno prostostno stopnjo

m^* ...masa ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo

m_i ... masa i -te etaže sistema z več prostostnimi stopnjami.

Φ_i ...normirana komponenta vektorja prve oz. druge lastne nihajne oblike. Komponenta i je normirana glede na največjo komponento vektorja. V primeru konstantne oblike horizontalne obtežbe je $\Phi_1 = \Phi_n = 1$.

V^* ...celotna prečna sila t.i. ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo

V ...celotna prečna sila sistema z več prostostnimi stopnjami

U^* ...pomik (lahko tudi zasuk) izbrane točke ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo

U ...pomik (lahko tudi zasuk) sistema z več prostostnimi stopnjami.

S transformacijo dobimo odnos U^*/V^* , za račun potresnega tveganja pa potrebujemo še projektni spekter odziva stavbe S_{ae} , ki ga izračunamo po enačbi 19. Pospešek sistema z eno prostostno stopnjo, ki ga povzroči pospešek tal a_g , je pomemben zato, ker je potrebno pushover krivulje pretvoriti v t.i. AD format oz. odnos $S_a(U)$. Ta odnos je potrebno še bilinearizirati oz. trilinearizirati. Pri jeklenih konstrukcijah se največkrat odločamo za bilinearizacijo, postopek le te pa je opisan v točki 2.2.6.

$$S_{ac} = \frac{V^*}{m^*} \quad (19)$$

V posebnem primeru, ko je $V^* = V_y^*$, pospešek, ki je določen po enačbi (19), predstavlja pospešek, ki povzroči tečenje ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo (S_{ay}).

V AD format je potrebno pretvoriti tudi elastične spektre odziva sistemov z eno prostostno stopnjo S_{ae} , ki jih v točki 3.2.2.5 podaja SIST EN 1998-1. S_{ae} sistema z eno prostostno stopnjo je v odvisen od lastnega nihajnega časa T in projektnega horizontalnega pospeška tal a_g . Slednji je določen kot delež pospeška prostega pada g (9.81 m/s^2). Pri pretvorbi v t.i. AD format je v potrebno izračunati pomike sistema z eno prostostno stopnjo v odvisnosti od S_{ae} in nihajnega časa T . Enačba za izračun pomikov S_{de} je prikazana spodaj.

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (20)$$

S_{de} ... spekter pomikov elastičnega sistema z eno prostostno stopnjo

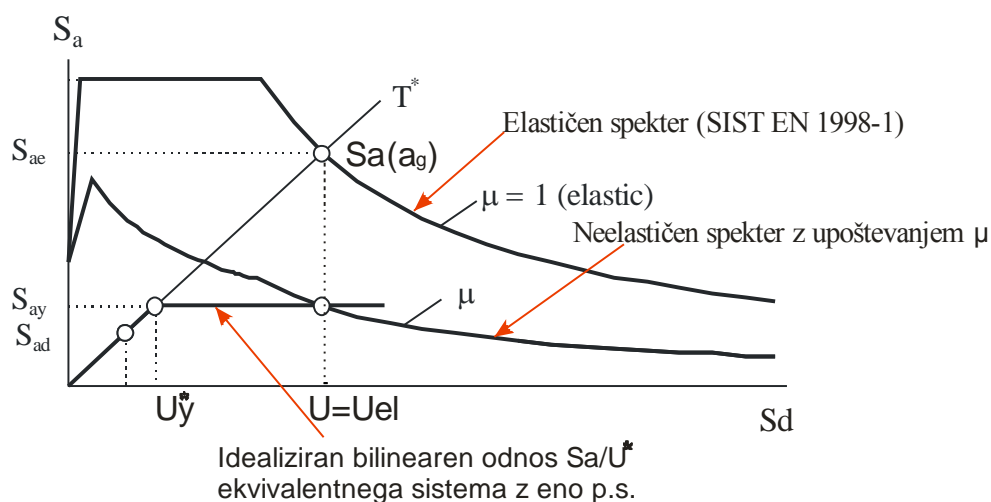
T ... nihajni čas

S_{ae} ...elastičen spekter odziva odvisen od T in a_g

Kot že večkrat omenjeno, je za določitev potresnega tveganja potrebno izračunati projekten pospešek tal, ki v konstrukciji povzroči izbrano mejno stanje. Postopek določitve še najbolj ponazarja slika 6. Slika prikazuje različne sistema z eno prostostno stopnjo, in sicer krivuljo kapacitete (bilineariziran odnos med spektralnim pomikom in pospeškom), ter elastičen in neelastičen spekter odziva v AD formatu.

Premica, na kateri leži prvi del izračunanega bilinearnega odnosa $S_a(S_d)$ konstrukcije predstavlja nihajni čas konstrukcije. Presečišče premice z elastičnim spektrom odziva pa predstavlja vrednost v spektru odziva (S_a), ki povzroči določeno mejno stanje. Ker pa je vrednost v elastičnem spektru $S_a(S_d)$ odvisna od projektnega pospeška tal a_a , lahko sedaj relativno enostavno določimo projektni pospešek tal a_g , ki povzroči določeno mejno stanje konstrukcije. Enačbe za izračun projektnega pospeška tal v točki 3.2.2.5 podaj standard SIST EN 1998-1.

Iz skice na spodnji sliki lahko enostavno izračunamo tudi disipacijski faktor ali bolje rečeno faktor duktilnosti μ , ki je določen kot razmerje S_{ae}/S_{ay} . μ lahko primerjamo z disipacijskim faktorjem q , ki ga glede na zasnovo nosilnega sistema določa SIST EN 1998-1.



Slika 6: Primer diagrama spektrov v AD formatu in krivulje kapacitete (Fajfar, 2002)

Sedaj lahko relativno enostavno določimo tudi neelastičen spekter po enačbah od 21 do 23.

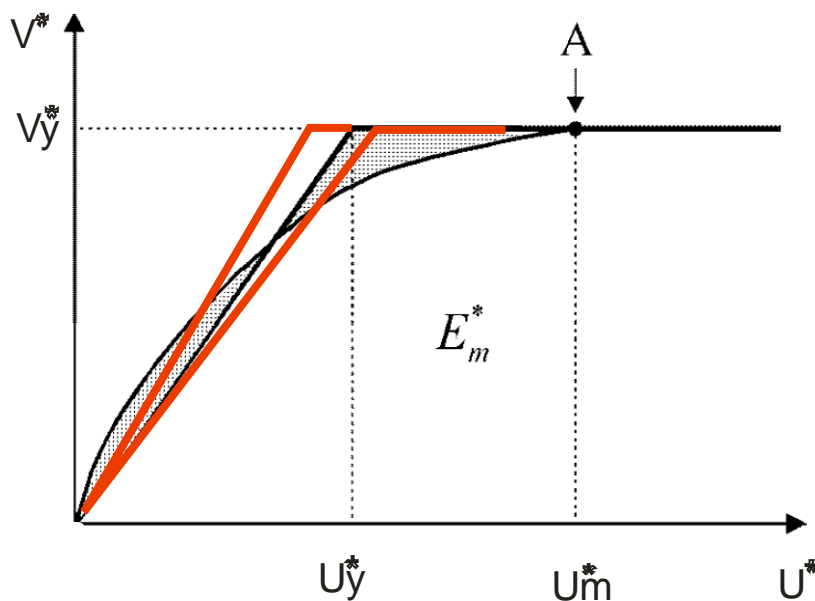
$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} \cdot S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (21)$$

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (22)$$

$$R_{\mu} = \begin{cases} R_{\mu} = \mu; \dots T \geq T_C \\ (\mu-1) \frac{T}{T_C} + 1; \dots T \leq T_C \end{cases} \quad (23)$$

2.2.6 Idealizacija diagrama celotne prečne sile/pomik

Če hočemo npr. potrditi princip projektiranja po EC8, je potrebno odnos med izbranim pomikom in celotno prečno silo idealizirati z bilinearnim odnosom $V(U)$. Diagram moramo idealizirati tudi, če hočemo določiti silo tečenja V_y , torej celotno prečno silo pri kateri se oblikuje plastičen mehanizem. Bilinearizacija zna biti izredno problematična, saj obstaja neskončno načinov idealizacije. Na sliki 7 so prikazani trije načini, pri čemer je s črno barvo označena bilinearizacija, ki jo predvideva SIST EN 1998-1. Ta v informativnem dodatku B določa, da se bilinearizacija izvede na način, pri katerem je površina pod dejanskim in idealiziranim odnosom med celotno prečno silo in pomikom enaka.



Slika 7: Idealizacija odnosa sila/pomik

Pomik na meji tečenja idealiziranega sistema z eno prostostno stopnjo je zato določen po spodnji enačbi.

$$U_y^* = 2 \left(U_m^* - \frac{E_m^*}{V_y^*} \right) \quad (24)$$

Pri čemer je :

U^*_y ... pomik na meji tečenja ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo

U^*_m ... pomik ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo pri maksimalni prečni sili F^*_m

V^*_y ... celotna prečna sila na meji tečenja ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo

E^*_m ... Dejanska deformacijska energija pri tvorbi plastičnega mehanizma ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo oz. ploščina pod diagramom V^*/U^*

Pravila, s katerim bi lahko enoznačno določili celotno prečno silo na meji tečenja, ni. To prikazuje tudi slika 7. Standard EC8 zato predvideva, da je sila tečenja hkrati tudi največja možna prečna sila, kar pomeni, da vedno upoštevamo bilinearni diagram brez utrditve.

2.2.7 Vpliv torzije

Pri veliko objektih je potrebno upoštevati tudi torzijski efekt nihanja stavbe. To še posebej velja za tiste objekte, kjer je torzijska oblika prevladujoča ali pa je druga nihajna oblika torzijska. Zaradi torzije so elementi, ki so bolj oddaljeni od torzijskega središča, veliko bolj obremenjeni kot tisti, ki so bližje središču. Tako so tudi pomiki bolj oddaljenih elementov večji. Poenostavljen postopek za upoštevanja vpliva ekscentričnosti mase na slučajno torzijo je podan v SIST EN 1998-1:2006 v točki **4.3.3.3.2.** Standard predvideva upoštevanje slučajne torzije s faktoriranjem rezultatov (notranje sile, pomiki...). Izraz za torzijski faktor δ je zapisan spodaj.

$$\delta = 1 + 0.6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad (25)$$

Pri čemer je:

x ... razdalja obravnavanega elementa (točke) od masnega središča stavbe v tlorisu, merjena pravokotno na smer upoštevanega potresnega vpliva

L_e ... razdalja med dvema skrajnima elementoma, ki prenašata vodoravno obtežbo, merjena pravokotno na smer potresnega vpliva

V enem izmed strokovnih člankov (Dolšek in Fajfar, 2007) je opisan tudi postopek, kjer je torzijski faktor določen kot razmerje med normiranim vrhnjim pomikom, ki ga dobimo z elastično analizo, in vrhnjim normiranim pomikom, ki ga dobimo s pushover analizo. Če je razmerje manjše od 1, potem prevzamemo vrednost 1. Pri tem je normiran pomik enak razmerju pomika v izbrani točki in pomika v centru mas. Ker pa je upoštevanje vpliva torzijske oblike pri nelinearni statični analizi še vedno relativno neraziskano področje, bomo za potrebe te diplomske naloge torzijo zanemarili.

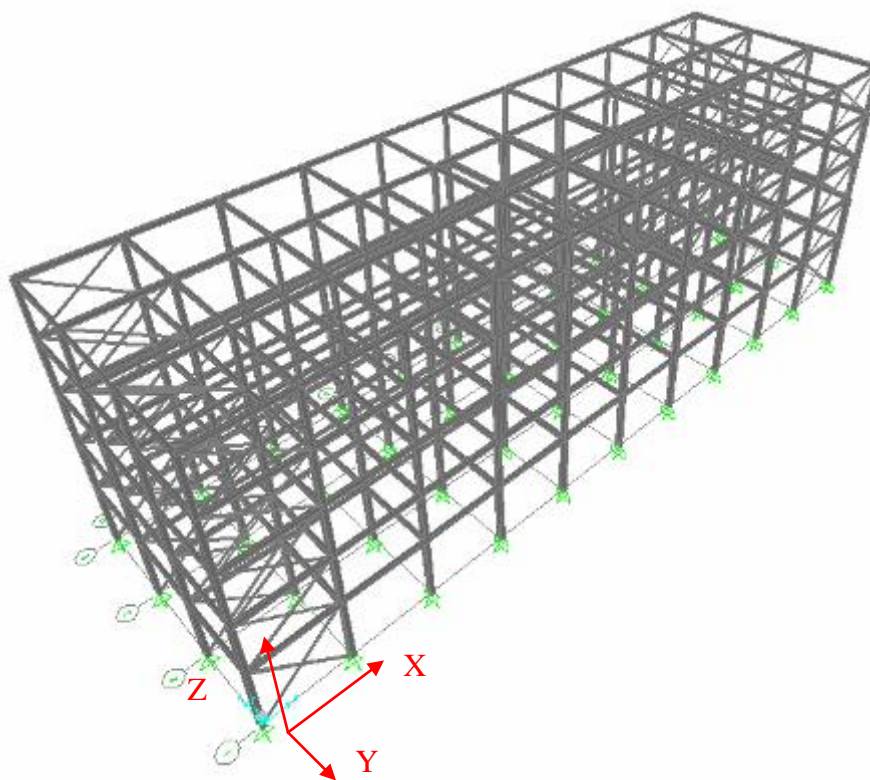
3 PRAKTIČNA PRIMERA

3.1 Opis konstrukcijskega sistema obravnavanih stavb

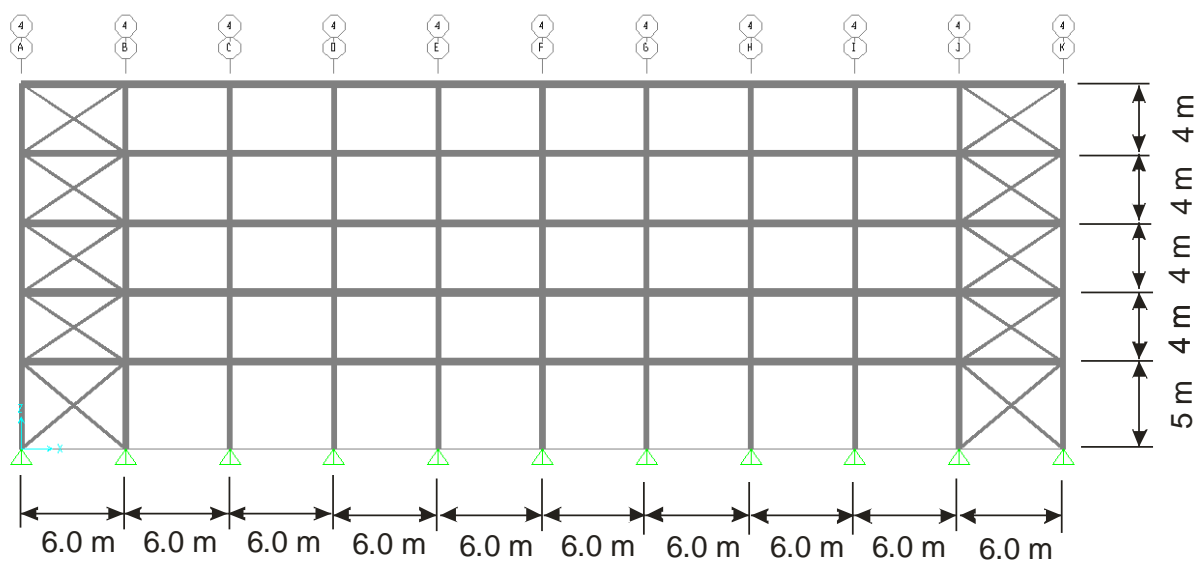
Ker smo želeli predstaviti zgoraj opisane metode, smo analizirali dve poslovni stavbi, ki imata jekleno nosilno konstrukcijo. Metoda ocenjevanja potresnega tveganja je bila izvedena samo ob upoštevanju globalne linearne in nelinearne statične analize. Vplivi togosti in nosilnosti spojev, temeljev, zemljine... so bili zaradi poenostavitve zanemarjeni. Stavbi sta bili projektirani po dveh različnih standardih (Dolšek 1998), in sicer po sedaj neveljavnih standardih za projektiranje jeklenih konstrukcij JUS in predhodnimi EN standardi. Gre torej za isti objekt, le da je enkrat projektiran po JUS standardih, drugič pa po t.i. EVROKOD-ih.

Objekt ima tlorisne dimenzije 60 x 18 m in je visok 21 m. Vsebuje štiri nadstropja, na vrhu pa je ravna pohodna streha, ki je ozelenjena. Nosilno konstrukcijo v prečni smeri (kasneje tudi smer y ali glavna smer) predstavljajo jekleni momentni okvirji v rastru šestih metrov. Okvirji so sestavljeni iz treh polj dolžine šest metrov. V vzdolžni smeri so okvirji povezani s prečkami in sovprežno ploščo debeline cca. 10 cm. Horizontalna nosilnost v vzdolžni smeri je zagotovljena s centričnimi nateznimi povezji, ki so nameščena v prvem in zadnjem polju konstrukcije. Enostavnost geometrije nosilne konstrukcije je razvidna tudi iz spodnjih slik (Slika 8, 9 in 10).

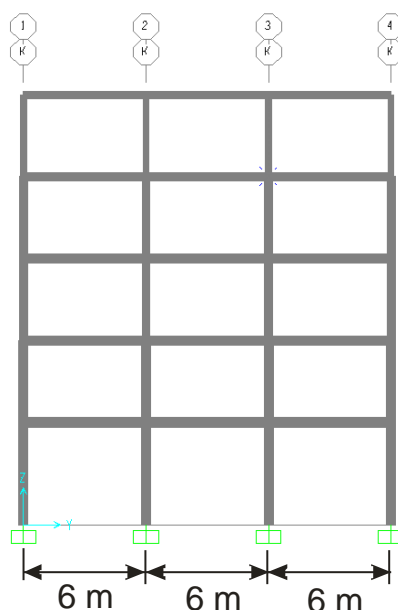
Ker objekta v realnosti ne obstajata, je bila privzeta kvaliteta osnovnega materiala z napetostjo tečenja 235 N/mm^2 . Slednje je minimalna zahtevana meja tečenja konstrukcijskega jekla S235, katerega povprečna napetost tečenja pa je višja od 235 N/mm^2 . Obravnavana objekta sta bila predmet diplomskega dela (Dolšek, 1998) in nista bila nikoli zgrajena. V realnosti bi bilo potrebno preveriti kvaliteto materiala vsakega nosilnega elementa, kar bi imelo tudi vpliv na rezultate. Za ilustracijo metode pa je privzeta predpostavka o napetosti tečenja $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ ustrezna.



Slika 8:Skica 3D modela stavbe



Slika 9: Tipičen vzdolžni prerez stavbe



Slika 10: Tipičen prečni prerez stavbe

3.1.1 Model JUS

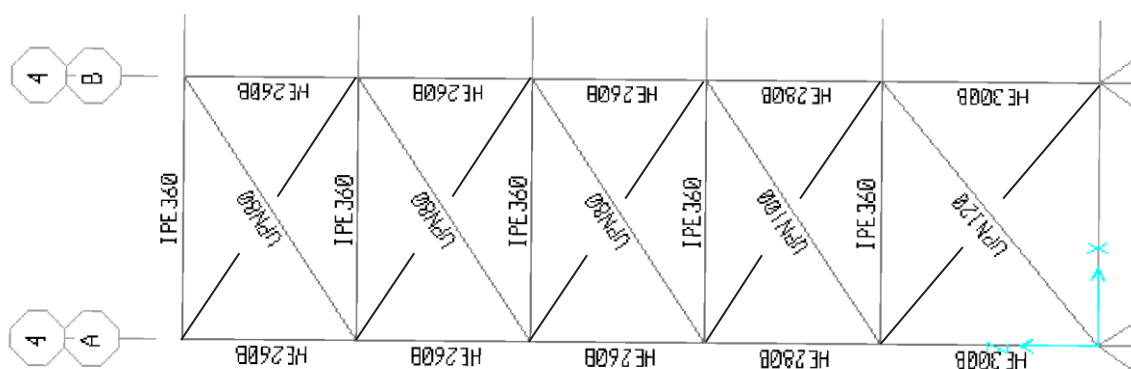
Za stebre JUS modela so v pritličju uporabljeni profili IPB300, v prvem nadstropju IPB280, v vseh ostalih nadstropjih pa IPB260. Jekleni profili IPB so identični profilom HEB (imajo enake geometrijske karakteristike). Za krajne prečke sekundarnega okvirja (okvir z nateznimi centričnimi povezji) so v vseh etažah uporabljeni jekleni profili IPE360, za notranje pa IPE330 v etažah in IPE360 na strehi. Pri prečnih (momentnih) okvirjih so v vseh etažah uporabljene prečke IPE330. Dolšek (1998) ne navaja natančnega prereza elementov zavetrovanja oz. centričnega povezja. Predpisuje le najmanjšo še dopustno površino prereza. V pritličju tako zahteva da je $A=15 \text{ cm}^2$, v prvem nadstropju $A=12 \text{ cm}^2$ in $A=10 \text{ cm}^2$ v vseh ostalih etažah. Temu smo za potrebe elastične in pushover analize priredili U-profile in sicer UPN120, UPN100 ter UPN80 ($A_{\text{UNP120}} = 17 \text{ cm}^2$, $A_{\text{UNP100}} = 13.5 \text{ cm}^2$, $A_{\text{UNP80}} = 11 \text{ cm}^2$).

Zaradi uklona elementov zavetrovanja, je potrebno zmanjšati tudi tlačno nosilnost povezij uklonski faktor χ . Pri tem so za uklonske dolžine uporabljene kar dolžine elementov. Slednje je seveda poenostavitev, ki pa nima bistvenega vpliva na rezultate modalne analize. Izračunane so bile naslednje vrednosti kritične uklonske osne sile (SIST EN 1993-1, 2005).

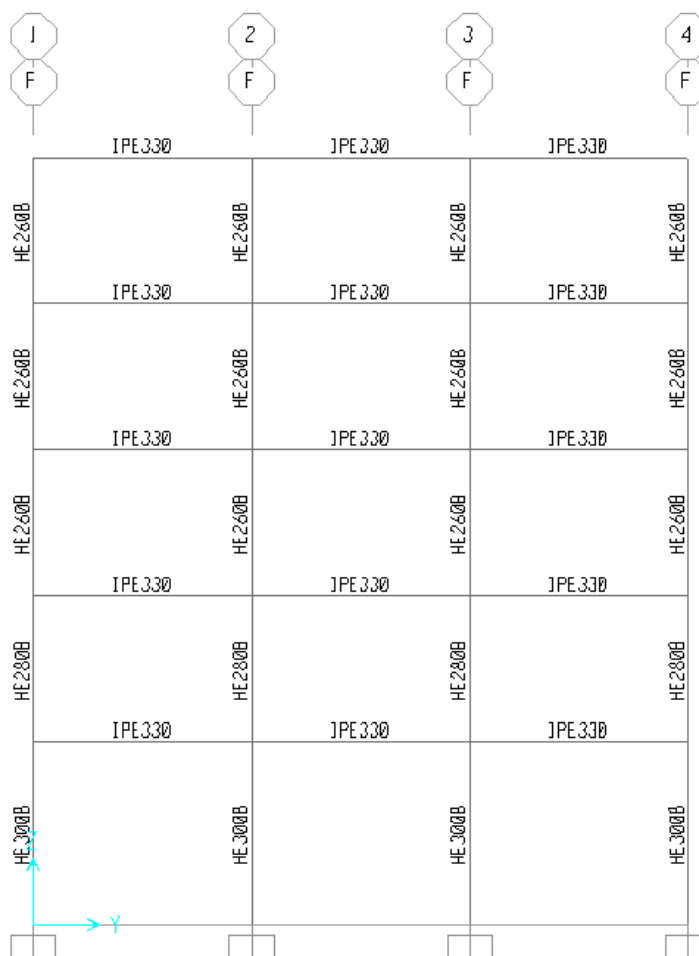
Tabela 6: Uklonske nosilnosti zavetrovalnih elementov

Profil	Uklonska dolžina L [m]	χ [%]	N_{cr} [kN]
UPN120	7.81	2.4	13.7
UPN100	7.21	2.4	10.9
UPN80	7.21	1.7	6.26

V SAP2000 lahko upoštevamo zmanjšano uklonsko nosilnost in sicer z definiranjem vrednosti N_{CR} (ang. Compression Limit). – to ima vpliv le pri nelinearni analizi
 Na spodnjih treh slikah je vidna uporaba različnih jeklenih profilov (slika 11, 12 in 13).



Slika 11: Elementi vzdolžnega prereza in povezja- primer JUS modela



Slika 12: Tipičen prečni prerez – model JUS



Slika 13: Del tipičnega nadstropja – model JUS

3.1.2 Model EC8

Drugi primer je objekt, ki je projektiran po veljavnih standardih oz. EVROKODIH. Razlika v primerjavi z JUS modelom se kaže predvsem v nekoliko bolj togih profilih. Tako so stebri prve in druge etaže iz elementov HEB450, tretje in četrte iz HEB400 ter pete iz HEB280. Krajne prečke sekundarnih okvirov v prvi, drugi in tretji etaži so iz profilov IPE400, četrte in pete pa iz IPE360. Na strehi so iz IPE360 tudi notranje prečke sekundarnega okvira, v drugih etažah pa so iz IPE330.

Profili IPE450 so bili uporabljeni za prečke prečnih momentnih okvirjev v etažah 1, 2 in 3, v četrte etaži so prečke iz IPE400 na strehi pa iz IPE360.

Za diagonale nateznega zavetrovanja so v prvi etaži uporabljeni UNP140 ter UNP120 v vseh ostalih etažah. Tudi tu je potrebno zmanjšati tlačno nosilnost diagonal. To storimo identično kot pri t.i. JUS modelu, rezultati pa so prikazani v spodnji tabeli.

Tabela 7: Uklonske nosilnosti zavetrovalnih elementov

Profil	Uklonska dolžina L [m]	χ [%]	N_{cr} [kN]
UPN140	7.81	2.8	19.1
UPN120	7.21	2.7	15.4

3.2 Izračun mase pri potresni obtežni kombinaciji

Pri določevanju vplivov smo privzeli, da sta bili konstrukciji projektirani v skladu z zgoraj omenjenimi pravili, zaradi česar statičen račun stavbe ni bil ponovljen. Kot že omenjeno, je bila konstrukcija projektirana po dveh različni standardih, vendar pa so bile za oceno potresnega tveganja upoštevane obtežbe določene po sedaj veljavnih standardih (SIST EN 1991-1-1: 2004). Vplivi, ki delujejo na objekt, so razdeljeni v stalni in spremenljivi del. Objekt je namenjen poslovnim dejavnostim in zato spada v kategorijo B (pisarne). Za potresni vpliv je pomemben le navidezno stalni del spremenljivega vpliva, zaradi česar niso bili zavzeti vplivi snega, vetra in morebitni drugi vplivi.

3.2.1 Stalni vplivi

Sestava konstrukcijskih sklopov je identična v vseh etažah, do razlike pride le na strehi, ki je pohodna in ozelenjena. S pomočjo standarda SIST EN 1991-1-1 so bile določene naslednje vrednosti stalnih vplivov:

-Medetažna konstrukcija:

-Lahke pohodne plošče	$g=0.05 \text{ kN/m}^2$
-Cementni estrih (4 cm)	$g=0.8 \text{ kN/m}^2$
-Kamena volna (5cm)	$G=0.5 \text{ kN/m}^3, g=0.025 \text{ kN/m}^2$
-Sovprežna plošča (HIBOND-12.3 cm)	$g=2.21 \text{ kN/m}^2$
-Ocena za lastno težo jeklenih profilov	$g=0.25 \text{ kN/m}^2$
-Ocena za lastno težo strojnih in elektroinstalacij	$g=0.17 \text{ kN/m}^2$

Celoten lastna teža medetažne konstrukcije $\Sigma g=3.5 \text{ kN/m}^2$

-Streha:

-Peščeno nasutje + humus (10 cm)	$G=18 \text{ kN/m}^3, g=1.8 \text{ kN/m}^2$
-Bitumenski trak	$g=0.18 \text{ kN/m}^2$
-Kamena volna (10 cm)	$g=0.05 \text{ kN/m}^2$
-Lahki podložni beton (5cm)	$G=18 \text{ kN/m}^2, g=0.9 \text{ kN/m}^2$
-Sovprežna plošča (HIBOND-12.3 cm)	$g=2.21 \text{ kN/m}^2$
-Ocena za lastno težo jeklenih profilov	$g=0.25 \text{ kN/m}^2$
-Ocena za lastno težo strojnih in elektroinstalacij	$g=0.17 \text{ kN/m}^2$

Ocena celotne lastna stalna teža ravne pohodne strehe $\Sigma g_s=5.5 \text{ kN/m}^2$

3.2.2 Spremenljivi vplivi

Kot že omenjeno, je stavba namenjena poslovnim dejavnostim, zaradi česar spremenljivi vplivi spadajo v kategorijo B – spremenljiva obtežba pisarn. Poleg pisarniške obtežbe, je za navidezno stalni del spremenljivih vplivov potrebno upoštevati še predelne stene. Pozicija slednjih se v življenjski dobi objekta lahko večkrat spremeni, zato predpostavimo poenostavljeno ploskovno obtežbo, ki je porazdeljena po celotnem tlorisu etaž. Slednje je za

globalno analizo stavbe relativno korektna predpostavka, saj kot taka nima bistvenega vpliva na rezultate.

Narava spremenljivih vplivov je, da se pojavljajo nesimetrično po tlorisu konstrukcije. Pravimo, da spremenljive vplive razporedimo po tlorisu v obliki šahovnice. Upoštevanje slednjega je pomembno predvsem pri dimenzioniranju medetažne konstrukcije. Ker pa "šahovnica" nima bistvenega vpliva na rezultate globalne dinamične analize, različne razporeditve spremenljive obtežbe nismo upoštevali.

S pomočjo standarda SIST EN 1991-1-1 so bile določene naslednje vrednosti spremenljivih vplivov:

-Obtežba pisarn (SIST EN 1991-1-1, 6.3.12, preglednica 6.2) $q_k=2-3 \text{ kN/m}^2$, uporabljena $q_k=3 \text{ kN/m}^2$

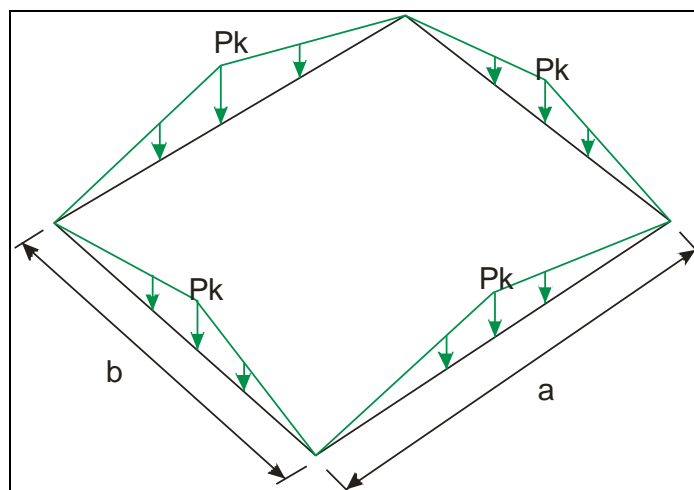
-Predpostavili smo, da ima objekt "pomične" predelne stene, za katere je $q_k=0.5 \text{ kN/m}^2$

Ocena Celotne vrednosti spremenljivega vpliva

$q_k=3.5 \text{ kN/m}^2$

3.2.3 Razporeditev obtežbe

Vse statične in dinamične analize konstrukcije so bile opravljene s pomočjo programske opreme za analizo konstrukcij na osnovi končnih elementov - SAP2000. Ploskovno obtežbo smo prevedli na linijsko obtežbo, ki je bila nanescena direktno na primarne nosilce. Pri tem smo uporabili strešno pravilo, katerega skica je prikazana na spodnji sliki, pri čemer je b oz. a razpon primarnega nosilca (prečka). Če $a=b$ potem lahko P_k dobimo s pomočjo spodnje enačbe.



Slika 14: Pretvorba ploskovne obtežbe na linijski

$$P_k = \frac{p_k \cdot a}{2} \quad (26)$$

p_k je ploskovna obtežba, P_k pa maksimalna vrednost trikotne linijske obtežbe. Bralca opozarjamo, da je zaradi vpliva sosednjih polj vrednost P_k v notranjih poljih potrebno podvojiti. Betonski del sovprežne plošče "leži" na sekundarnih nosilcih, ki se ponavadi členkasto priključujejo na primarne nosilce. Prav zaradi sekundarnih nosilcev, se obtežba na primarne nosilce ne prenaša po popolnem strešnem pravilu. Razlike so relativno majhne, zaradi česar vpliva sekundarnih prečk pri globalni analizi ne upoštevamo.

Z upoštevanjem enačbe (26) smo dobili vrednosti P_k linijskih obtežb, ki so prikazane v spodnji tabeli:

Tabela 8: Vrednosti maksimalnih vrednosti trikotne linijske obtežbe

Medetažna konstrukcija	
Oznaka vpliva	Vrednost [kN/m]
$P_{k,g}$	10.5 (21)
$P_{k,q}$	10.5 (21)
Streha	
Oznaka vpliva	Vrednost [kN/m]
$P_{k,g}$	16.5 (33)

(OP: v oklepaju so vrednosti notranjih prečk, na katere odpade obtežba dveh polj)

3.2.4 Potresna kombinacija za izračun mas

EVROKOD za nezgodne vplive, med katere spada tudi potres, predvideva, da obstaja zelo majhna verjetnost, da bo ob potresu na objektu prisotna polna vrednost spremenljivega vpliva. Podobno velja npr. za obtežbo snega, za katero predpostavljamo, da obstaja izredno majhna verjetnost, da bo ob nastopu potresa na objektu tudi omembe vredna obtežba snega. Zaradi slednjega pri potresu ne upoštevamo spremenljivega vpliva snega. Iz istega razloga pri računu potresnega vpliva ne upoštevamo vpliva vetra.

Po standardu SIST EN 1998-1: 2006 v točki 3.2.4 je potrebno maso za potresno obtežbo kombinacijo določiti iz stalnega in spremenljivega vpliva:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (27)$$

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad (28)$$

kjer je

$\psi_{2,i}$... koeficient za navidezno stalne vrednosti spremenljivih vplivov (EN 1990)

φ ... faktor, ki je odvisen od etaže, v kateri se nahaja obtežba oz. od "povezanosti" spremenljivih vplivov po etažah in od kategorije stavb (SIST EN 1998-1, 4.2.4)

Faktor φ je odvisen od vrste spremenljive obtežbe, načina pojavljanja v konstrukciji in lokacije v konstrukciji. Vrednosti, ki jih podaja EC 8 so v tabeli 9.

Tabela 9: Vrednosti faktorje φ za stavbe

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	φ
Kategorije A-C	Vrhna etaža (Streha)	1.0
	Nekatere etaže so zasedene povezano	0.8
	Etaže so zasedene neodvisno	0.5
Kategorije D-F in arhivi		1.0

V našem primeru streha nima spremenljive obtežbe, zato v računih povsod upoštevamo vrednost faktorja $\varphi=0.5$.

Za vrednost $\psi_{2,i}$ vzamemo vrednost 0.3, kar je vrednost kombinacijskega faktorja za spremenljive vplive pri nezgodni obtežbi.

Z upoštevanjem vseh redukcijskih faktorjev, pridemo do vrednosti ploskovne obtežbe v etažah, ki jo upoštevamo pri računu mas, potrebnih za izračun potresnega vpliva:

-Medetažna konstrukcija

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} = 3.5kN/m^2 + 0.5 \cdot 0.3 \cdot 3.5 \cong 4kN/m^2$$

-Streha

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} = 5.5kN/m^2 \cong 5.5kN/m^2$$

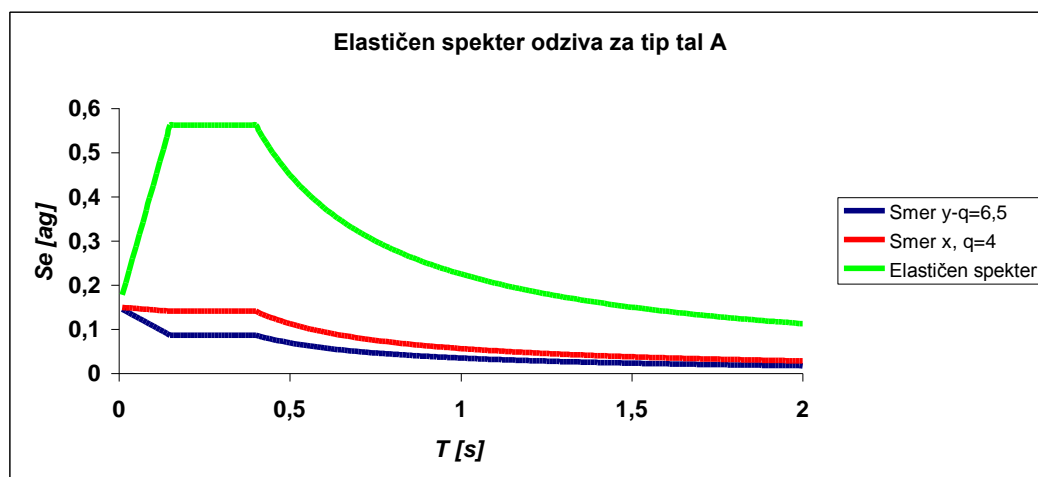
Z določitvijo razporeditve mas ter kombinacijo le-teh, pridobimo vse potrebne podatke za izračun nihajnih časov konstrukcij in izračun lastnih nihajnih oblik.

3.3 Elastična analiza potresnega odziva

Kot že omenjeno, standard SIST EN 1998-3 pri nelinearni statični analizi zahteva vsaj dve (2) obliki horizontalnih sil. Prva je konstantna po višini, druga pa je oblika potresnih sil, ki jih dobimo s pomočjo elastične potresne analize. Linearna analiza potresnega odziva je bila izvedena s pomočjo programa SAP2000, ob upoštevanju projektnih elastičnih spektrov odziva, ki so (sta) definirana v SIST EN 1998-1; 3.2.2.2 in prikazana v tabeli 10 ter na sliki 15.

Tabela 10: Številčna oblika elastičnega spektra odziva

Smer	Projektni pospešek tal a_g	S	Tb [s]	Tc [s]	Td [s]	q [s]
X	0,225	1	0,15	0,4	2	4
	$S_{e,x}(T_i)$ [g]		0,14	0,14	0,028	
Y	0,225	1	0,15	0,4	2	6,5
	$S_{e,y}(T_i)$ [g]		0,087	0,087	0,017	



Slika 15: Elastičen in reducirana spektra odziva za tip tal A in $a_g=0,225$

Rezultat elastične potresne analize so etažne prečne sile ter pomiki konstrukcije. Za potrebe pushover analize se linearna elastična analiza izvede ločeno za dve pravokotni smeri (x, y), kar pomeni, da se npr. pri računu etažne prečne sile v x-smeri ne upošteva vpliva potresa v y smeri. S tem predpostavimo, da potres deluje vedno samo v eni in ne dveh smereh. Slednje je predpostavka, ki je vpeljana zaradi narave pushover analize.

Če hočemo določiti obliko sile za nelinearno statično analizo, je potrebno izračunane etažne prečne sile normirati z maksimalno etažno prečno silo. Rezultat je obtežba po etažah, ki jo uporabimo za končni račun pushover krivulje. Rezultati konkretnega primera so prikazani v tabeli 11 in 12. V tabeli 11 so prikazani tudi rezultati modalne analize.

Tabela 11: Rezultati modalne analize

		Nihajni časi [s]	Delež efektivne mase – smer x	Delež efektivne mase – smer y
EC	1	1,05	0	0,82
	2	0,84	0	0
	3	0,79	0,84	0
	4	0,36	1,57E-19	0,12
JUS	1	1,75	0	0,85
	2	1,26	0	0
	3	0,94	0,81	0
	4	0,54	1,252E-20	0,104

Tabela 12: Absolutne in normirane etažne prečne sile

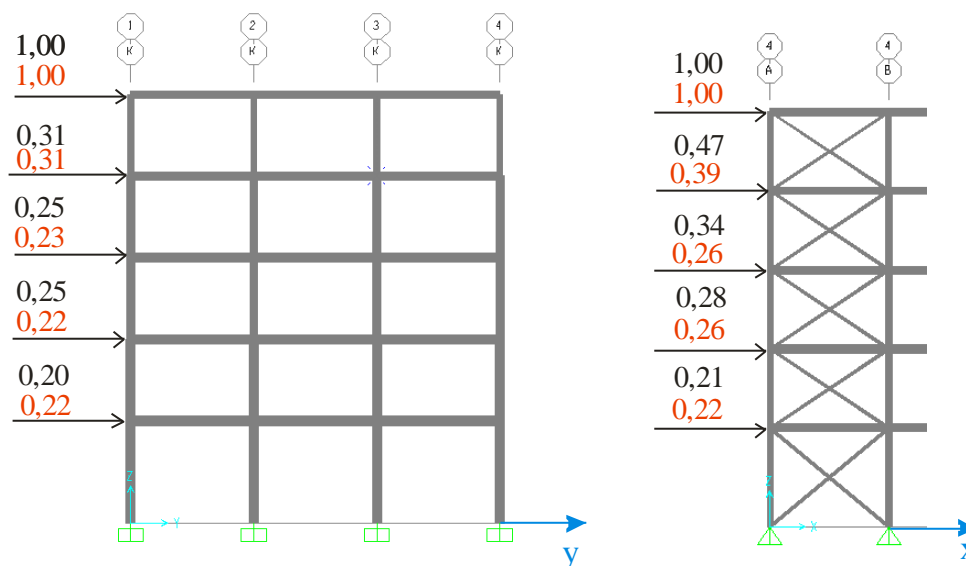
		Smer x		Smer y	
	Etaža	Etažna prečna sila (EPS) [kN]	Normirana EPS	Etažna prečna sila (EPS) [kN]	Normirana EPS
EC8	V.	632	1	334	1
	IV.	296	0,47	104	0,31
	III.	212	0,34	85	0,25
	II.	178	0,28	84	0,25
	I.	133	0,21	66	0,20
	Vsota	1451	/	673	/
JUS	Etaža	Etažna prečna sila (EPS) [kN]	Normirana EPS	Etažna prečna sila (EPS) [kN]	Normirana EPS
	V.	574	1	212	1
	IV.	226	0,39	66	0,31
	III.	154	0,26	49	0,23
	II.	151	0,26	48	0,22
	I.	131	0,22	47	0,22
Vsota	1236	/	422	/	

Analizirali smo torej dve konstrukciji. Prva je bila projektirana po EVROKODIH (v nadaljevanju stavba EC), druga pa po starih Jugoslovanskih standardih (v nadaljevanju stavba JUS). Razlike v projektiranju ene in druge se kažejo predvsem v prerezih uporabljenih jeklenih elementov (stebri, prečke, zavetrovanje). JUS ima v splošnem nekoliko vitkejše profile kot EC, zaradi česar je stavba EC nekoliko bolj toga. Rezultati in razlike med prvim in drugim modelom so prikazani v zgornjih dveh tabelah.

Kot prvo je potrebno opozoriti, da imata oba objekta drugo nihajno obliko torzijske narave. Zadnje je iz vidika potresne varnosti konstrukcije in analize potresnega tveganja relativno neugodno. Kot že omenjeno, smo vpliv torzije za potrebe te diplomske naloge zanemarili. Vidimo tudi, da je delež efektivne mase pri drugi nihajni obliki praktično 0, kar pomeni, da se torzijsko središče nahaja v geometrijskem središču etaž.

Razlike med obema konstrukcijama se sedaj še bolj pokažejo. Stavba projektirana po JUS standardih je precej bolj podajna od stavbe EC. Zaradi tega je razlika v nihajnih časih prve nihajne oblike kar 60%. Obravnavana objekta se uvrščata med konstrukcije s srednje dolgim

nihajnim časom, kar pa niti ni slabo, saj zaradi tega prevzemata precej manjšo potresno silo. Na spodnji skici je prikazana obtežba za pushover analizo (Slika 16).



Slika 16: Oblika pushover obtežbe

S črno barvo je označena normirana horizontalna obtežba EC stavbe, z rdečo pa normiran vektor JUS stavbe. Takšen razpored horizontalne sile je bil uporabljen pri pushover analizi.

3.4 Pushover analiza

Kot smo že večkrat poudarili, je bila pushover analiza izvedena s pomočjo programske opreme SAP2000. Program ima že izdelano programsko kodo za izvajanje nelinearne statične analize, potrebno je le še podati parametre za analizo – material, plastične členke, pushover "obtežbo" in parametre, s katerimi vplivamo na numeričen račun.

3.4.1 Material

Za material smo izbrali konstrukcijsko jeklo najnižje možne kakovosti – S235, kot je bilo predpostavljeno pri projektiranju (Dolšek, 1998), pri čemer je bila za mejo plastičnega tečenja izbrana kar nominalna (karakteristična) vrednost. V realnosti temu ni tako, saj je povprečna meja tečenja jekla kar precej višja od deklarirane oz. nominalne vrednosti.

Pri realni stavbi bi bilo potrebno preveriti dejanske kvalitete materiala posameznih elementov oz. dejanske vrednosti meje plastičnega tečenja. Če bi bila stavba v celoti zgrajena po

predpisih, to ne bi bilo težko, saj mora izvajalec konstrukcije predložiti a-testno dokumentacijo, iz katere so razvidne tudi mehanske lastnosti uporabljenega materiala. Če pa bi bil to objekt, za katerega dokumentacija ne bi bila več dostopna, bi morali poseči po metodah za ugotavljanje deformacijskih in napetostnih lastnosti jekla. V večini primerov nam za to še vedno ostanejo samo porušne metode – natezni preizkus. Torej za konkretna primera znaša meja tečenja $\sigma_y=235$ MPa, trdnost $\sigma_U=360$ MPa, elastični modul $E=210000$ MPa ter lastna teža $\delta=77,0$ KN/m³.

3.4.2 Plastični členki

SAP ima že vgrajen algoritem, po kateri plastične členke izračuna avtomatsko. Pri tem "sledi" navodilom oz. enačbam, ki jih podaja FEMA365 in ki so bile opisane v točki 2.2.2 zgoraj. Za boljše razumevanje so bili v tem primeru členki podano ročno, poleg tega pa v definiranju plastičnih členkov niso bile upoštevane interakcije med različnimi notranjimi statičnimi količinami (osna sila, moment, strig) oz. pomiki (pomik, zasuk). V prečkah in stebrih so bili določeni samo momentni členki z definiranim odnosom med momentom in zasukom, v nateznih diagonalah pa le osno obremenjeni členki z definiranim odnosom med osno silo in pomikom

Členki so bili izračunani po postopku, ki je predstavljen v točki 2.2.2. SAP zahteva podajanje normiranega deleža plastične rotacije (pomika) oz. normiranega deleža polnoplastičnega momenta (osne sile). Graf odnosa med zasukom (pomikom) in momentom (osno silo) ima zato nekoliko drugačno obliko, kot jo prikazuje slika 2. Primer momentnega členka na stebri HEB450 je prikazan na sliki 17. Na njej je vidna vrednost polnoplastičnega momenta (935,77 kNm), vrednost rotacije na meji tečenja ($4,649 \cdot 10^{-3}$ rad) ter vrednosti zasuka členka v stanjih IO, LS in CP (0 rad, 5 rad in 7 rad). Podajanje slednjega je v SAP-u nekoliko nerodno. Ker se v program podaja delež plastične rotacije, tj. samo plastičen del deformacije (zasuk oz. pomik), je nemogoče podati vrednosti v elastičnem področju. Slednje povzroča težave predvsem v primerih, ko je točka IO v elastičnem območju, saj jo takrat dejansko ni mogoče podati. Vrednosti IO, LS in CP se na spodnjem primeru razlikujejo od tistih podanih v točki 2.2.2, za kar je zopet kriv način podajanja plastičnih členkov v SAP-u (poda se samo plastičen del).

Pred podajanjem diagrama je s potrebno izbrati vrsto členka. V našem primeru so bili izbrani le momentni členki (stebri in prečke okvira v y smeri) ter osno obremenjeni členki (natezno in

Tabela 15: Vrednosti parametrov za jeklene elemente uporabljene pri JUS modelu

	HEB300	HEB280	HEB260	IPE330
Mpl [kNm]	439	360	302	189
θy [rad]	0,007	0,006	0,006	0,008
a [rad]	0,062	0,053	0,058	0,069
b [rad]	0,076	0,065	0,071	0,084
c	0,6	0,6	0,6	0,6
L [m]	5	4	4	6

Tabela 16: Plastični momentni členki JUS modela

HEB300		HEB280		HEB260		IPE330	
L=5m		L=4m		L=4m		L=6m	
θpl [nor.]	M [nor.]	θpl [nor.]	M [nor.]	θpl [nor.]	M [nor.]	θpl [nor.]	M [nor.]
0	1	0	1	0	1	0	1
9	1,000013	9	1,00001	9	1,000011	9	1,000016
9,024	0,6	9,024	0,6	9,024	0,6	9,024	0,6
11	0,6	11	0,6	11	0,6	11	0,6

Tabela 17: Vrednosti parametrov za zavetrovanje (EC in JUS)

UPN	140	120	120	100	80
A [cm ²]	20,4	17	17	13,5	11
L [m]	7,81	7,21	7,81	7,21	7,21
Fc, pl [kN]	-19,1	-15,4	-13,6	-10,9	-6,26
Δpl,c [m]	-0,0003	-0,00031	-0,0003	-0,00028	-0,0002
Fpl [kN]	479	400	400	317	258
Δpl	0,0087	0,008	0,0087	0,008	0,008

Tabela 18: Plastični členki zavetrovanja (EC in JUS)

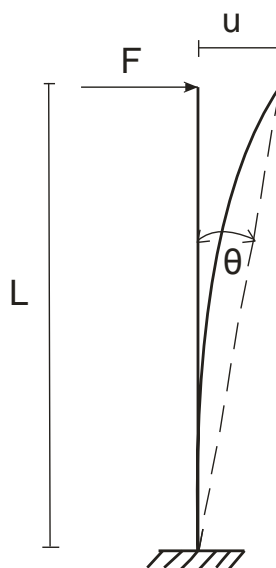
UNP140, L=7,81m		UNP120, L=7,21m		UNP120, L=7,81		UNP100, L=7,21		UNP80, L=7,21m	
Δpl [nor.]	N [nor.]	Δpl [nor.]	N [nor.]	Δpl [nor.]	N [nor.]	Δpl [nor.]	N [nor.]	Δpl [nor.]	N [nor.]
-11	-0,2	-11	-0,2	-11	-0,2	-11	-0,2	-11	-0,2
-9,048	-0,2	-9,048	-0,2	-9,048	-0,2	-9,048	-0,2	-9,048	-0,2
-9	-1,00000003	-9	-1	-9	-1	-9	-1	-9	-1
0	-1	0	-1	0	-1	0	-1	0	-1
11	1,00002518	11	1,000021	11	1,000025	11	1,000021	11	1,000021
11,012	0,8	11,012	0,8	11,012	0,8	11,012	0,8	11,012	0,8
14	0,8	14	0,8	14	0,8	14	0,8	14	0,8

Prečke in stebri momentnega okvira torej vsebujejo plastične členke z definiranim odnosom moment/rotacija. Členki so locirani na začetku in na koncu posameznega elementa. Zavetrovanje v x- smeri vsebuje členke z definiranim nesimetričnim odnosom med osno silo in pomikom.

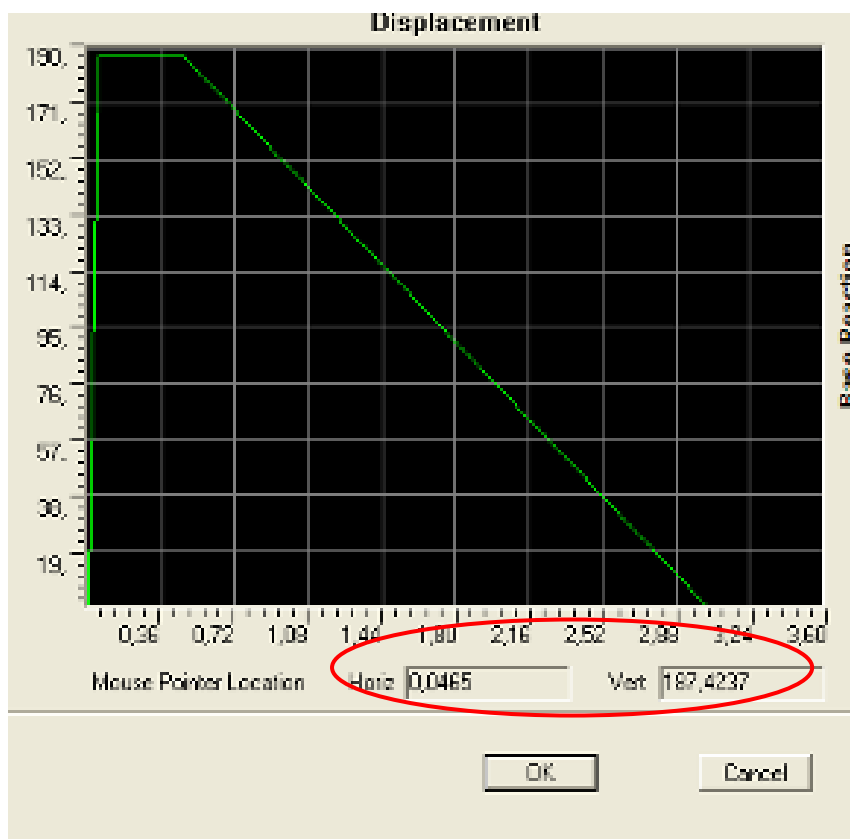
Ker dodiplomski študij ne podaja znanja o analizi konstrukcij z upoštevanjem materialnih nelinearnih lastnosti elementov, je spodaj prikazan tudi primer, s katerim lahko relativno enostavno preverimo pravilnost podajanja plastičnih členkov.

Momentne členke lahko relativno enostavno preverimo s pomočjo konzolnega stebra, ki je obremenjen v horizontalni smeri. Za primer je bil izbran steber višine 5m iz profila HEB450. Zasuk θ je definiran kot pomik na vrhu stebra vlomljeno z dolžino (višino) le tega (Slika 18). Plastični členek podamo samo ob vpetju, po spodnjih preprostih enačbah in na osnovi polnoplastičnega momenta stebra $M_{0,pl}$ pa lahko izračunamo pomik pri polnoplastificiranem prerezu u_{pl} . Če je torej $L=5m$ in $M_{0,pl}(HEB450)=935,8kNm$, $E=21kN/m^2$ in $I=79890cm^4$ sledi, da je $u_{pl}=0,046m$. Pomik pri 9θ (nosilnost – zgornje tabele) pa $u = u_{pl} + 9 u_{pl} = 0,46m$. Enak rezultat dobimo tudi pri uporabi SAP-a.

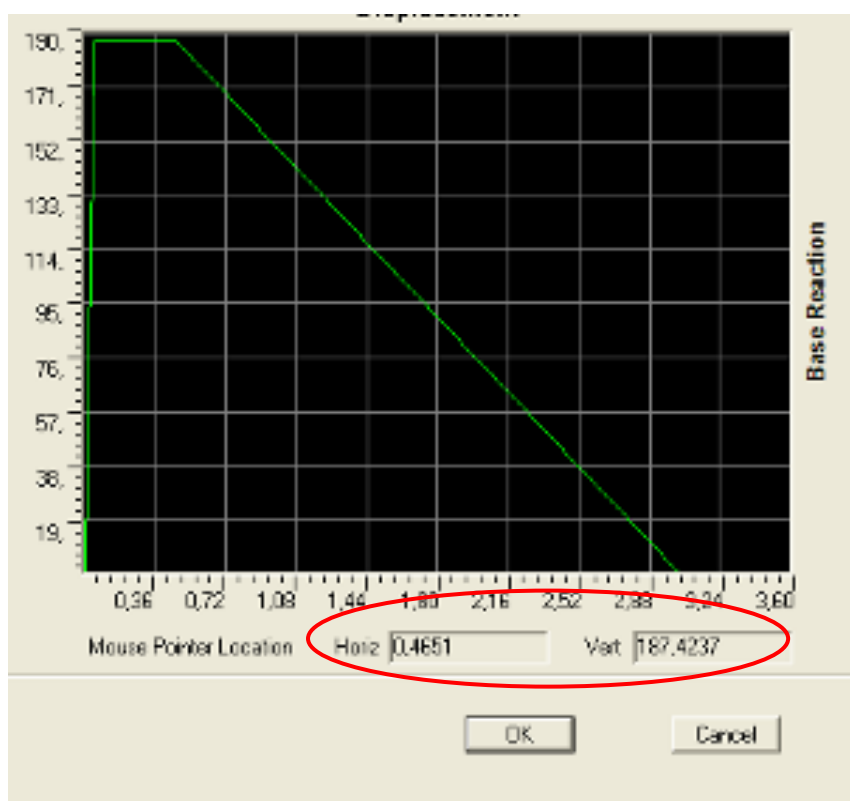
$$\theta = \frac{u}{L}, u = \frac{FL^3}{3EI}, F = \frac{M_0}{L} \rightarrow u_{pl} = \frac{M_{0,pl}L^2}{3EI}, V = \frac{M_0}{L}$$



Slika 18: Pushover analiza konzole



Slika 19: Pomik in sila na meji tečenja



Slika 20: Pomik in celotna prečna sila na meji porušitve

Podoben preizkus bi lahko izvedli tudi za členke nateznih diagonal. Slednje prepuščamo bralcu.

3.4.3 Izbira oblike horizontalnih sil za nelinearno statično »pushover« analizo

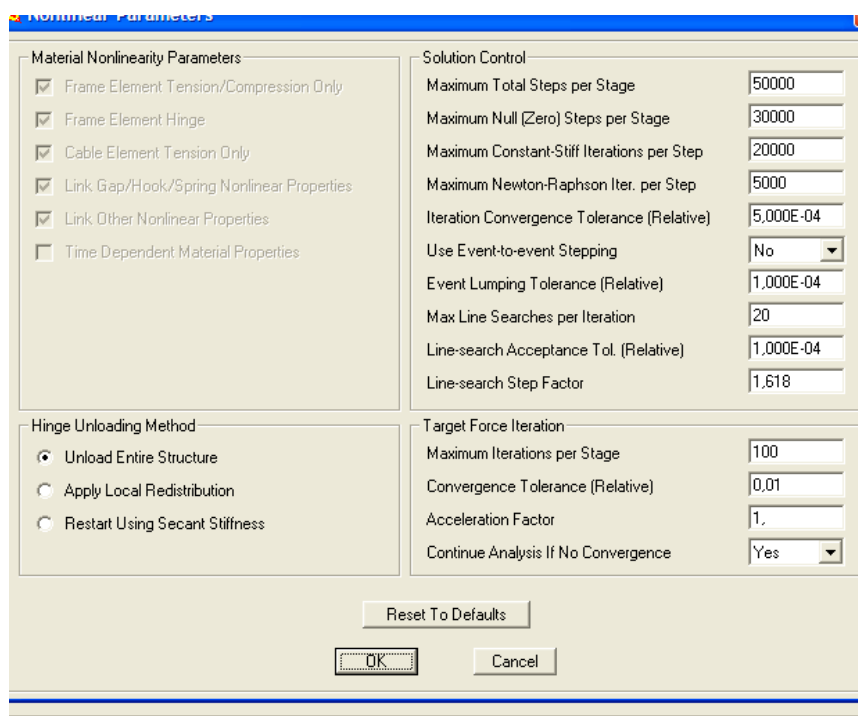
Upoštevana je oblika sil, ki jo izračunamo s pomočjo elastične potresne analize in je prikazana na sliki 19 ter konstantna oblika, ki smo jo določili kot produkt med masno matriko in konstantnim vektorjem pomikov. Takšna obtežena primera predvideva tudi SIST EN 1998-1-3. Pri povečevanju pomikov zasledujemo celotno prečno silo objekta (vsota horizontalnih reakcij v določeni smeri) ter pomik izbrane točke, npr. točka na strehi.

3.4.4 Določitev parametrov analize

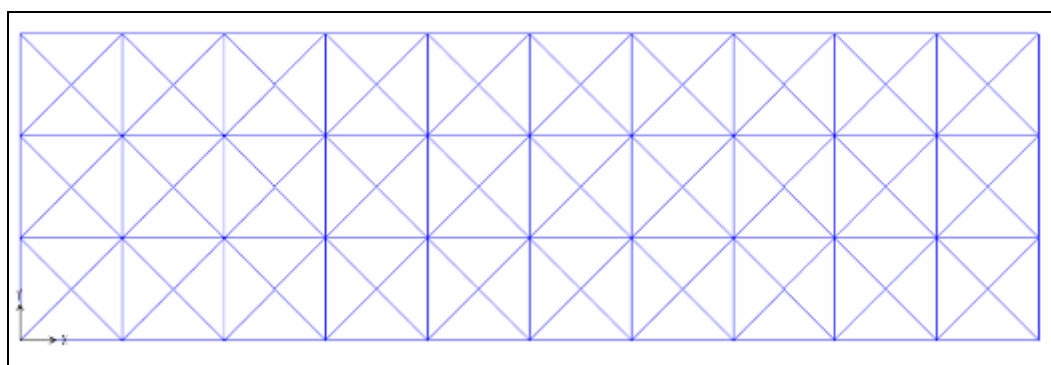
Pushover analiza temelji na numeričnem računu, zaradi česar je potrebno podati določene parametre s katerimi npr. določimo največje število iteracij za določen korak, dopustne tolerance pri iteracijah in podobno. Bralca opozarjamo, da so parametri analize izredno pomembni, saj lahko že manjša sprememba parametrov povzroči večje spremembe v rezultatih. Velik problem je tudi dejstvo, da bodoči inženirji v dodiplomskem študiju ne izvejo veliko o plastični globalni analizi, še manj pa o numeričnih analizah. Zaradi tega je izredno težko oceniti pravilnost rezultatov. Slika 21 prikazuje parametre, ki so bili uporabljeni pri enem primeru za smer x.

Vprašljiva je tudi uporaba v programu vgrajenih togih diafragem za modeliranje togosti etaže v svoji ravnini. Pri uporabi le-te dobimo izredno nekonsistentne rezultate. Prav zaradi slednjega je bila toga diafragma modelirana s pomočjo nateznega povezja v ravnini etaže (slika 22). Povezja so modelirana z materialom z nično maso in veliko osno togostjo (Slika 23).

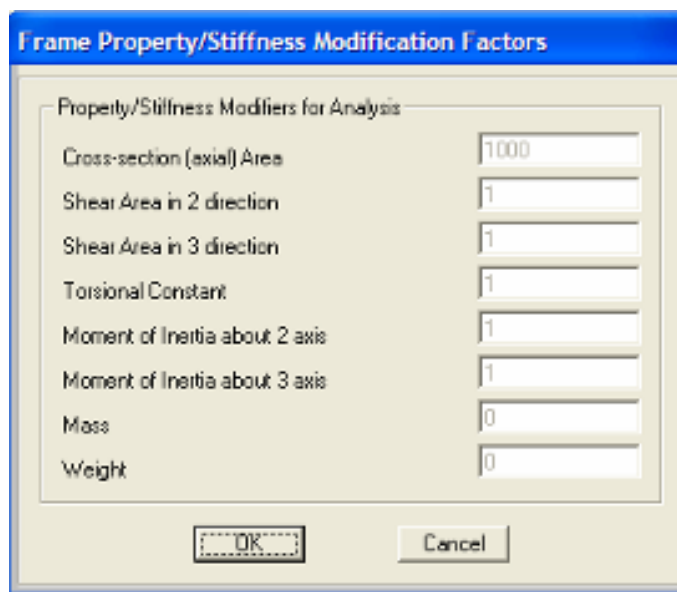
Poleg parametrov pushover analize, moramo podati tudi ime vozlišča, v katerem zasledujemo horizontalne pomike. Ker smo v etažah modelirali togo "diafragma" in ker pri računu zanemarimo torzijo, si lahko izberemo katero koli točko v etaži. Pomiki vseh točk v etaži so namreč identični. Za obravnavane primere so bili izbrani pomiki vrhnje etaže tj. strehe.



Slika 21: Parametri numerične analize



Slika 22: Modeliranje toge diafragme



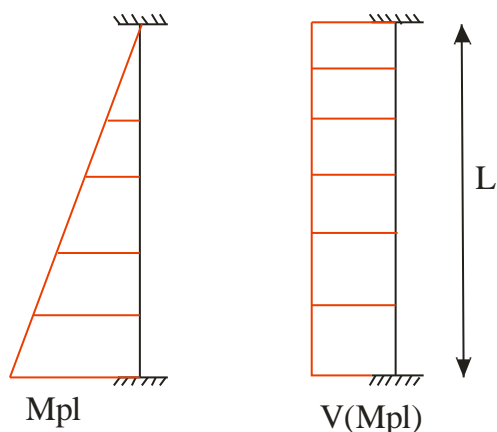
Slika 23: Velika togost povezja v ravnini etaže

3.4.5 Rezultati pushover analize

Iz rezultatov je mogoče razbrati veliko informacij, sama analiza pa zaradi tega zahteva večplasten pristop. V nadaljevanju je predstavitev rezultatov razdeljena na več točk, v katerih smo se omejili na različne vidike razumevanja konstrukcije, dimenzioniranje le te, odziv konstrukcije na vpliv potresa... Še enkrat pa poudarjamo, da dobljeni rezultati niso enolični, ampak so močno odvisni od podanih parametrov analize.

3.4.5.1 Ocena horizontalne odpornosti v y smeri

Neko zelo površno oceno horizontalne nosilnosti lahko dobimo z oceno prečne sile v spodnjem stebru v trenutku pojava polnoplastičnega momenta. Rezultat služi samo za ocenjevanje, ali je celotna prečna sila dobljena s pushover analizo v še nekaterih sprejemljivih okvirih oz. ali je rezultat pushover analize smiseln.



Slika 24: Ocenjevanje horizontalne nosilnosti

Celotna prečna sila je tako ocenjena s pomočjo spodnjih izrazov:

$$V = \frac{M_{pl}}{L} \cdot n_x \cdot n_y \quad (29)$$

n_y ... število stebrov v momentnem okviru (4)

n_x ... število momentnih okvirov (11)

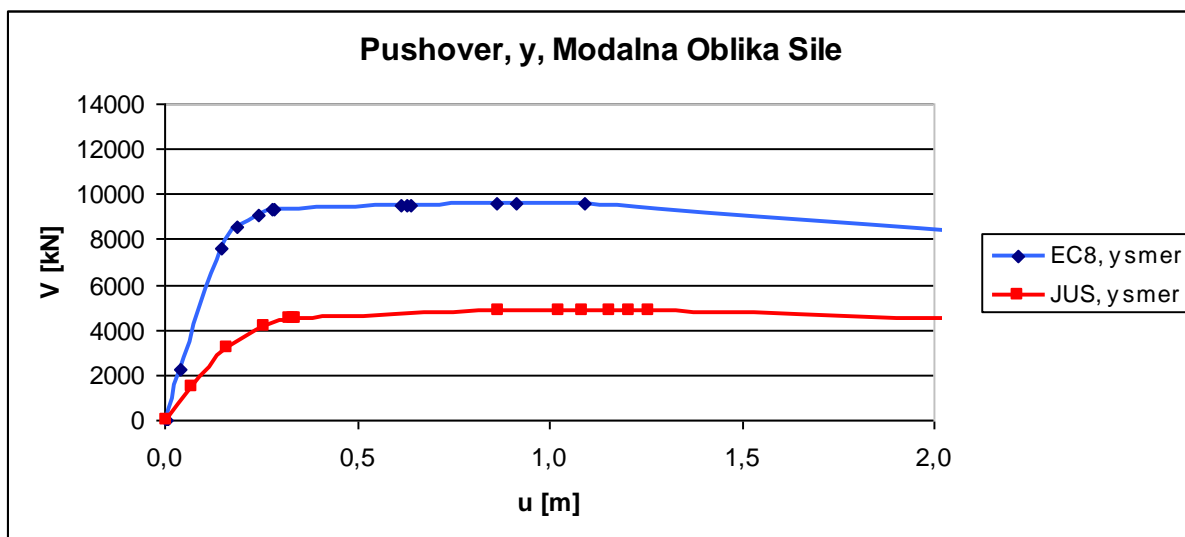
Ocenjena vrednost za EC8 model tako znaša približno 8230kN, za JUS pa 3860kN. Razlike med ocenjeno in dejansko horizontalno nosilnostjo se nahajajo v tabeli 19. Vidimo, da so razlike nekoliko večje pri konstantni obliki obtežbe, kjer najverjetneje pride do izraza dodatna nosilnost, kot posledica prerazporeditve notranjih sil v področju tečenja nosilnih elementov.

Tabela 19: Razlike med izračunano in ocenjeno horizontalno nosilnostjo

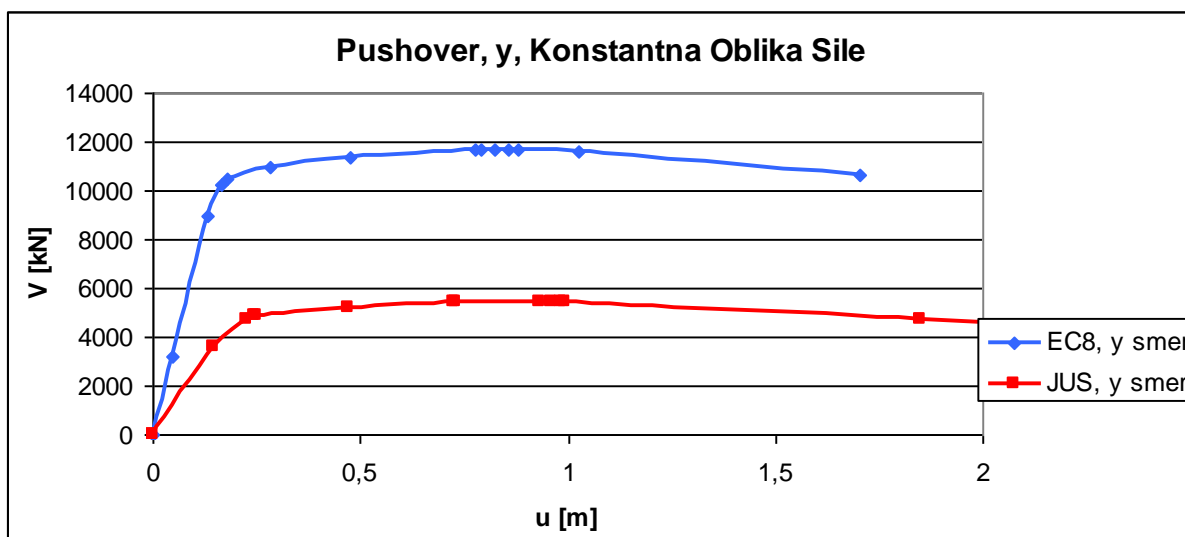
		Stavba EC 8				Stavba JUS			
		Pushover [kN]	Ocenjeno [kN]	Razlika [kN]	Razlika v [%]	Pushover [kN]	Ocenjeno [kN]	Razlika [kN]	Razlika v [%]
Meja porušitve V_c [kN]	Modalna oblika obtežbe	9563	8230	1333	16	4869	3860	1009	26
	Konstantna oblika obtežbe	11686		3456	42	5410		1550	40

3.4.5.2 Primerjava modela JUS in EC8 v y smeri

Na spodnjih dveh grafih so prikazane pushover krivulje za y smer (momentni okvir) in sicer za primer, ko je model obremenjen s silo, katere razporeditev po etažah je določena s pomočjo linearne elastične potresne analize (Grafikon 1) in za primer, ko je model po višini obremenjen s konstantnimi silami (Grafikon 2).



Grafikon 1: Pushover krivulji v smeri y, za primer modalne oblike sil



Grafikon 2: Pushover krivulji v smeri y, za primer konstantne oblike sil

Kot je razvidno iz rezultatov, je ocenjena vrednost horizontalne nosilnosti konstrukcijskega sistema precej podobna nosilnosti pushover analize. To še posebej velja za modalno obliko sile, pri čemer je nekoliko večja dejanska nosilnost najverjetneje posledica prerazporeditve

momentov, katerega vzrok pa je potrebno iskati v oblikovanju plastičnih členkov. V splošnem lahko na podlagi ocene trdimo, da so dobljeni rezultati smiselni in zaradi tega lahko izvedemo nadaljnje analize.

Iz obeh grafikonov je razvidno, da je horizontalna nosilnost stavbe projektirana po JUS standardih precej manjša, kot stavba, ki je projektirana po predpisih EC8. Rezultat je precej logičen, saj so profili uporabljeni pri modelu JUS vitkejši.

Spodnja tabela prikazuje ocenjene vrednosti za pomike in prečne sile na meji tečenja in meji porušitve objekta.

Tabela 20: Vrednosti pushover krivulj za y smer na meji tečenja in na meji porušitve

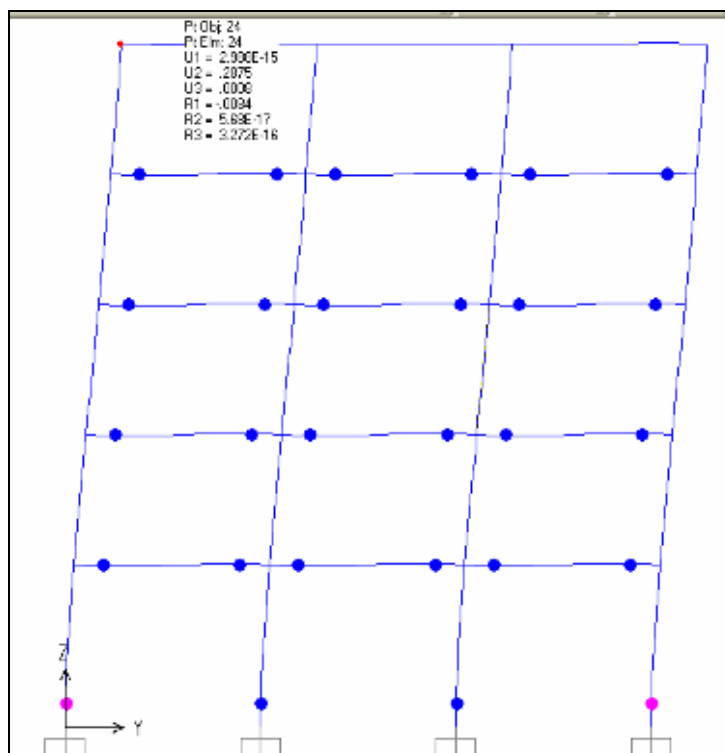
		EC8		JUS	
		u [m]	V [kN]	u [m]	V [kN]
Meja tečenja (u_y, V_y)	Modalna oblika obtežbe	0,243	9114	0,34	4515
	Konstantna oblika obtežbe	0,177	10449	0,226	4759
Meja porušitve (u_c, V_c)	Modalna oblika obtežbe	1,09	9563	1,16	4869
	Konstantna oblika obtežbe	0,855	11686	0,730	5410
u_c/u_y	Modalna oblika obtežbe	4,5		3,4	
	Konstantna oblika obtežbe	4,8		3,2	

Tudi pri duktilnosti se vidi rahla prednost EC modela, ki ima za odtenek večjo duktilnost, kot stavba projektirana po JUS standardih.

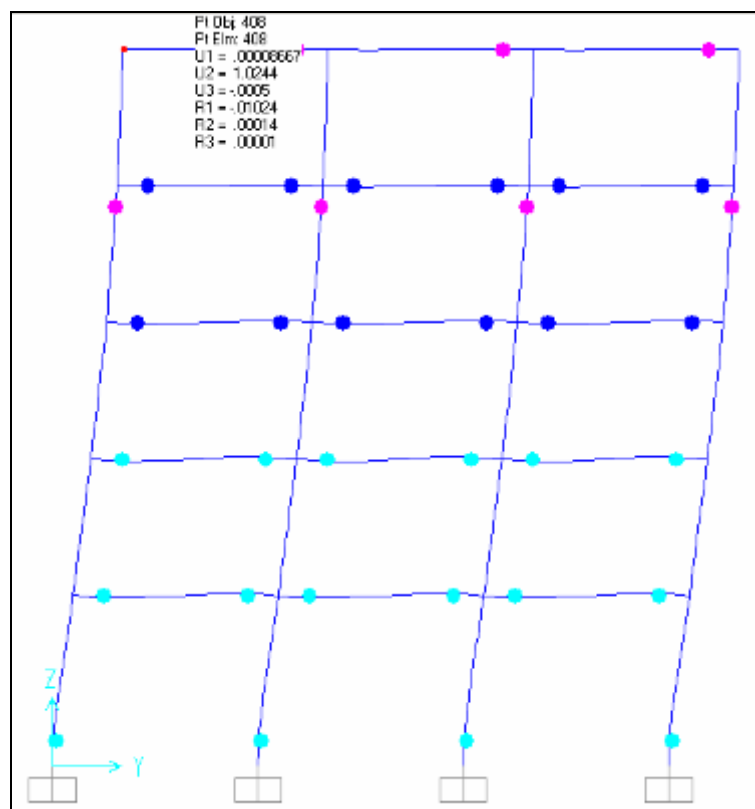
Iz rezultatov je razvidno tudi dejstvo, da se v objektu po prekoračitvi ocenjene meje tečenja, nosilnost bistveno ne poveča. Prispevek utrditve znaša le okrog 3-12%. Torej lahko trdimo, da je prečna sila na meji tečenja oz. v točki, ko se v objektu vzpostavi plastičen mehanizem, enaka nosilnosti objekta. S takšno predpostavko smo na varni strani, varnost pa ni pretirano konzervativna.

S stališča projektiranja potresno odpornih objektov je zelo pomembno zaporedje deformiranja nosilnih elementov. EC 8 namreč predvideva, da se plastični členki oblikujejo na koncu prečk ter ob vpetju stebrov. V primeru, da se plastični členki pojavijo še na drugih višinah stebra, bi to v realnosti pomenilo nastanek mehke etaže, kar pa je s stališča projektiranja potresno odpornih konstrukcij nesprejemljivo.

Objekti, ki so načrtovani v skladu z evropskimi standardi, so projektirani tako, da so sposobni prenesti potres z določeno povratno dobo. To pomeni, da se ob nastopu projektnega pospeška tal objekt poškoduje, vendar se ne poruši. Takšno obnašanje se zagotovi z ustreznim razmerjem med nosilnostjo prečk in stebrov. Plastični členki se pojavijo najprej v prečkah, šele nato se plastifikacija pojavi ob vpetju stebrov na temelje. Na spodnji sliki (slika 25) je prikazan porušitveni sistem, pri čemer modra barva prikazuje členke v t.i. »Immediate Occupancy», roza barva pa je rezervirana za členke na meji tečenja. Slika prikazuje model EC8 pri modalni obliki obtežbe. Pomembno je dejstvo, da se v EC modelu z modalno obliko obtežbe, pri nobenem nivoju obtežbe ne pojavi t.i. mehka etaža. Torej se plastični členki tudi pri zelo velikih pomikih pojavijo le na dnu in na vrhu stebrov. Slednjega ne moremo trditi za model JUS. Tu se namreč v tretji etaži objekta pojavijo tudi členki v stebrih (slika 26), kar je potencialno izredno nevarno za nastanek mehke etaže. Pri tem bralca opozarjamo, da spodnjih dveh slik ni mogoče primerjati direktno, saj modela nista obremenjena z obtežbo enake vrednosti.



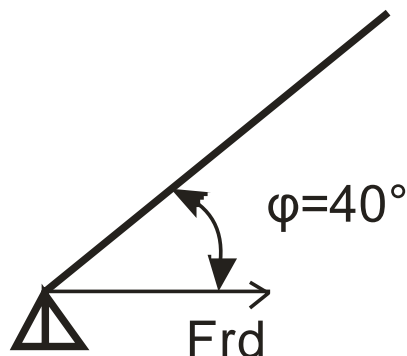
Slika 25: Plastični členki EC 8 modela pri modalni obtežbi



Slika 26: Plastični členki JUS modela pri modalni obtežbi

3.4.5.3 Ocena horizontalne odpornosti v x smer

Tudi tu lahko na hitro ocenimo odpornost stavbe na horizontalno silo in sicer glede na nosilnost nateznih diagonal spodnjega povezja. Skica modela je prikazana na spodnji sliki.



Slika 27: Skica računa ocene horizontalne nosilnosti objekta v x smeri, glede na nosilnost spodnjega povezja

$$F_{Rd} = f_y \cdot A \cdot \cos(40^\circ) \cdot n \quad (30)$$

n...število vseh nateznih povezji v pritličju konstrukcije (8)

Ocenjena vrednost horizontalne odpornosti F_{Rd} pri modelu EC8 znaša 2946kN, JUS modela pa približno 2455kN. Vidimo, da so razlike med ocenjeno in izračunano horizontalno nosilnostjo podobne, tako pri stavbi JUS, kot tudi pri stavbi EC8. Na osnovi ocenjenih vrednosti horizontalne nosilnosti konstrukcije ocenjujemo, da so rezultati pushover analize pravilni, zaradi česar lahko nadaljujemo z računom ocene potresnega tveganja.

Tabela 21: Razlika med ocenjeno in izračunano horizontalno nosilnostjo

		Stavba EC 8				Stavba JUS			
		Pushover [kN]	Ocenjeno [kN]	Razlika [kN]	Razlika v [%]	Pushover [kN]	Ocenjeno [kN]	Razlika [kN]	Razlika v [%]
Meja porušitve V_c [kN]	Modalna oblika obtežbe	3252	2946	306	10	2485	2455	30	1
	Konstantna oblika obtežbe	3491		545	18	2691		553	10

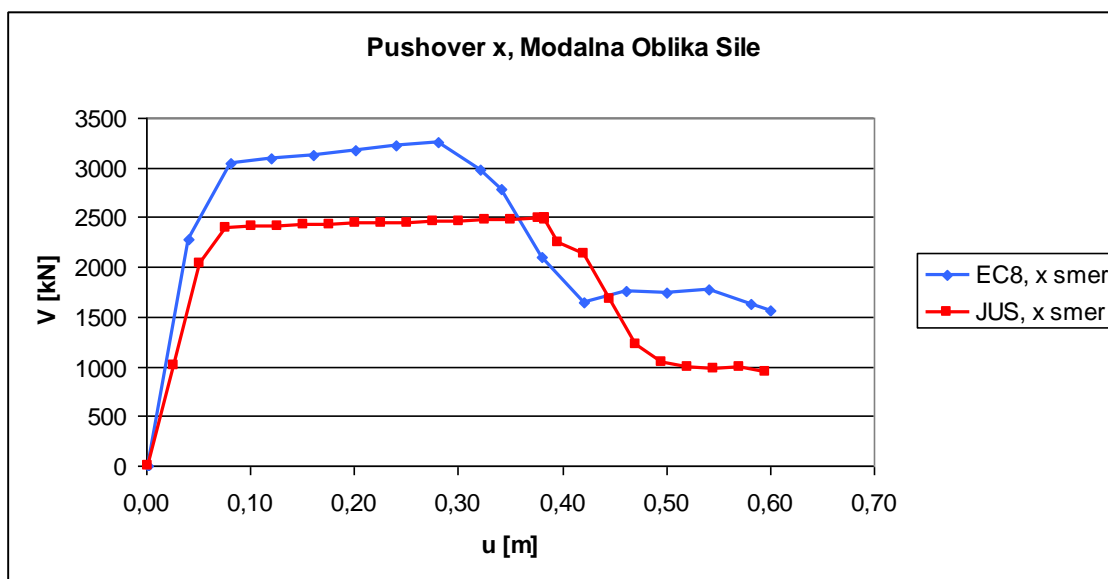
3.4.5.4 Primerjava modela JUS in EC8 v x smeri

Na spodnjih dveh grafih so prikazane pushover krivulje za x smer (natezno povezje) in sicer za primer, ko je model obremenjen z silo, katere razporeditev po etažah je določena s pomočjo linearne elastične potresne analize (modalna oblika sil) - Grafikon 3 in za primer, ko je model po višini obremenjen s konstantnimi silami (Grafikon 4).

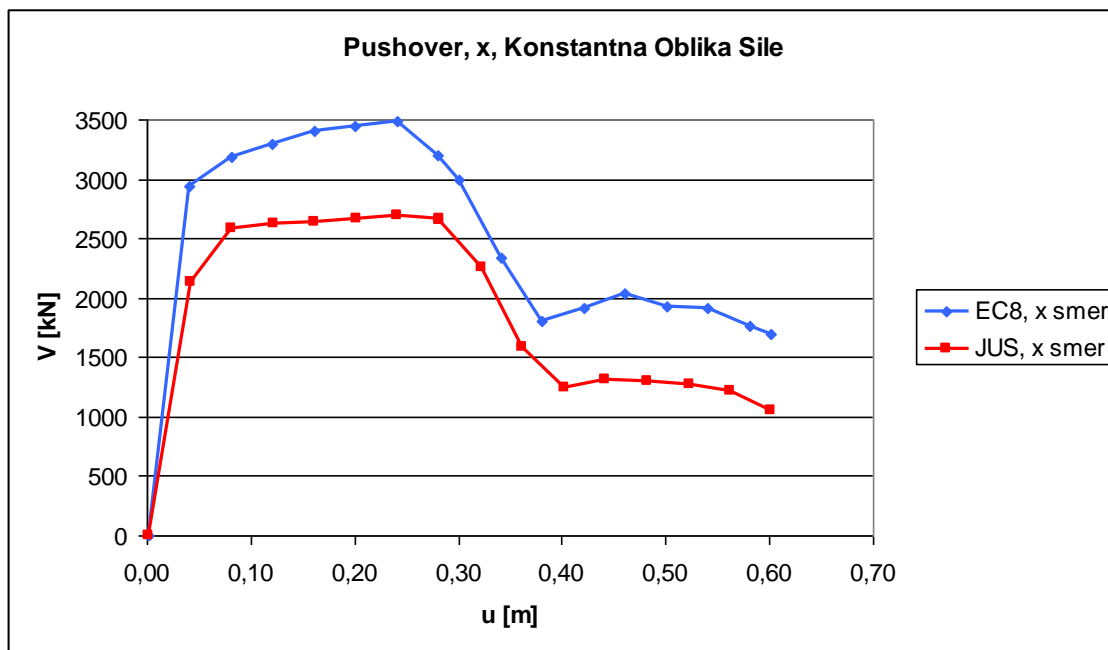
Smer x je iz vidika enoličnosti rezultatov precej bolj problematična kot smer y. Omeniti moramo, da smo imeli ogromno težav s samim računom pushover analize. Pri tem mislimo predvsem na velike razlike v rezultatih ob spreminjanju numeričnih parametrov, pa vse do načina upoštevanja materialne nelinearnosti. Problematično je namreč upoštevanje nosilnosti tlačno obremenjenih diagonal horizontalnega povezja, pri čemer postane model numerično nestabilen. Prav zaradi tega ter dejstva, da je prispevek tlačnih diagonal k horizontalni nosilnosti relativno majhen (tabela 18), le te pri pushover analizi niso bile upoštevane. Poleg tega so bili plastični členki nateznih diagonal definirani simetrično, kar pomeni, da je odnos med osno silo in pomikom enak tako za primer tlaka, kot za primer natega. Če smo členke definirali kot nesimetrične, tako, da smo zmanjšali tlačno nosilnost na vrednost kritične uklonske sile povezja (glej tabela 17 in 18), smo dobili nelogične rezultate. Težava je najverjetneje v prvem koraku pushover analize, kjer se upošteva le vertikalna obtežba, ki pa v diagonalah povzročijo rahle tlačne sile. Slednje pa v programski opremi najverjetneje povzroča težave pri numeričnem računu.

Glede na vse težave in izredno nekonsistentne rezultate, menimo, da spodnja dva grafikona še najbolj odražata realno stanje v sami konstrukciji.

Tudi tu je vidna večja horizontalna nosilnost in togost stavbe projektirane po Evrokodih.



Grafikon 3: Pushover krivulji v smeri x, za primer modalne oblike sil



Grafikon 4: Pushover krivulji v smeri x, za primer konstantne oblike sil

Tabela 22: Vrednosti pushover krivulj za x smer na ocenjeni meji tečenja sistema in na meji porušitve

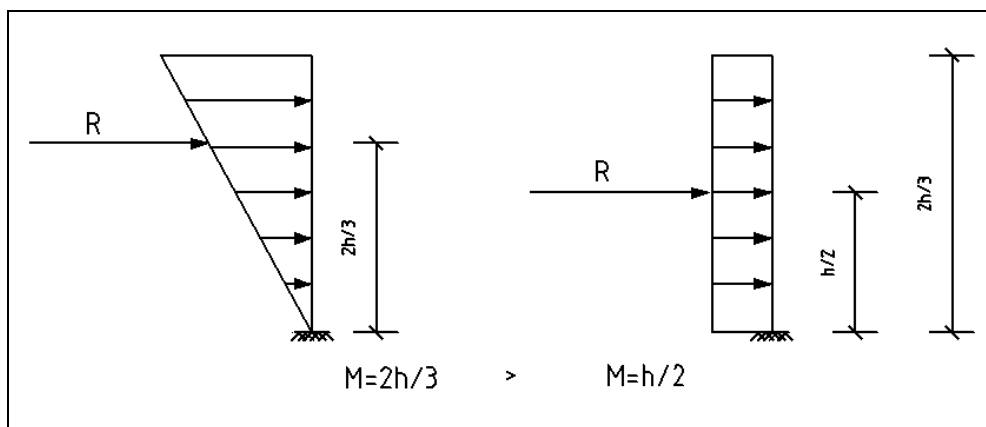
		EC8		JUS	
		u [m]	V [kN]	u [m]	V [kN]
Meja tečenja (u_y, V_y)	Modalna oblika obtežbe	0,08	3041	0,08	2393
	Konstantna oblika obtežbe	0,04	2945	0,08	2580
Meja porušitve (u_c, V_c)	Modalna oblika obtežbe	0,28	3252	0,38	2485
	Konstantna oblika obtežbe	0,24	3491	0,24	2691
u_c/u_y	Modalna oblika obtežbe	3,5		4,8	
	Konstantna oblika obtežbe	6		3	

Iz vidika duktilnosti nosilnega sistema pri horizontalni obremenitvi ni opazne večje razlike med objektom EC8 in JUS. Torej je razlika med pomikom na meji tečenja sistema in na meji porušitve objekta podobna za oba objekta, pri čemer pa je nosilnost objekta, ki je projektiran po EC8, višja. Slednje je logična posledica dejstva, da so prečni prerezi jeklenih nosilnih elementov objekta EC8 večji, kot objekta JUS.

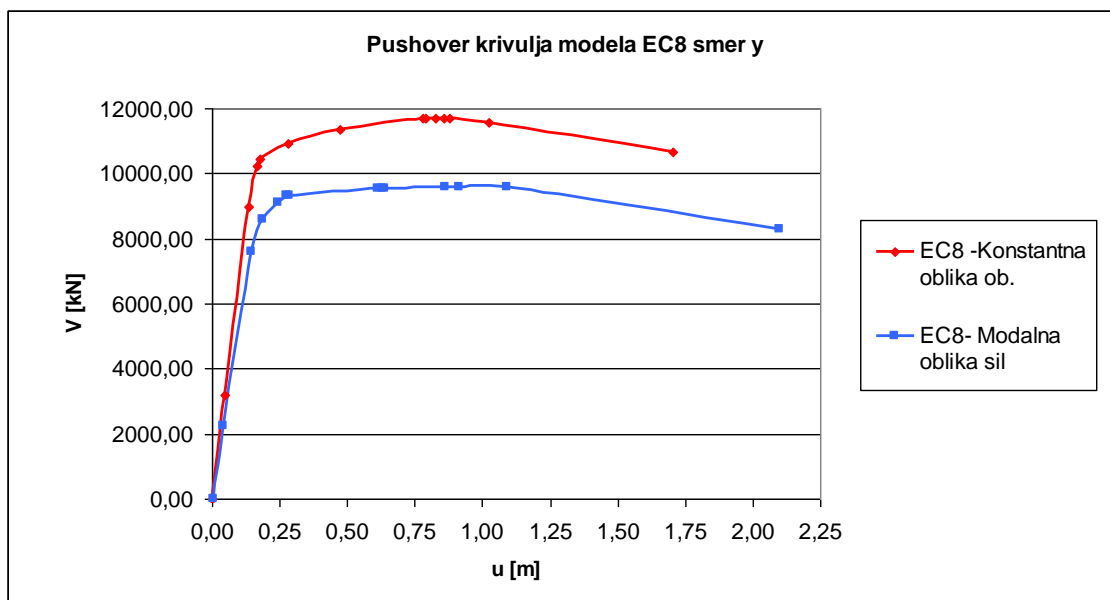
3.4.5.5 Primerjava med konstantno obliko obtežbe in obliko dobljeno iz elastične analize

Tako v y kot tudi v x smeri, oblika obtežbe, ki je uporabljena pri pushover analizi, nima večjega vpliva, kar so navajali tudi nekateri članki (Fajfar; 2002). Vrednosti celotne prečne sile na meji porušitve objekta so v vseh primerih nekoliko višje pri konstantni obliki obtežbe. Slednje lahko relativno enostavno pojasnimo s primerom konzole, ki je obremenjena s trikotno linijsko obtežbo in konstantno linijsko obtežbo. V primeru, da ima rezultanta obeh obtežb enako vrednost, je moment ob vpetju stebra večji pri trikotni obtežbi, kot pri enakomerni obliki obtežbe. Razlog tiči v ročici rezultante, ki je pri trikotni obliki obtežbe večja – Slika 28. V primeru obravnavanih objektov, je modalna oblika obtežbe zelo podobna trikotni obliki, zaradi česar so notranje statične količine (moment, prečna sila, osna sila) ob vpetju na temelje večje od tistih, ki jih dobimo z upoštevanjem konstantne oblike obtežbe.

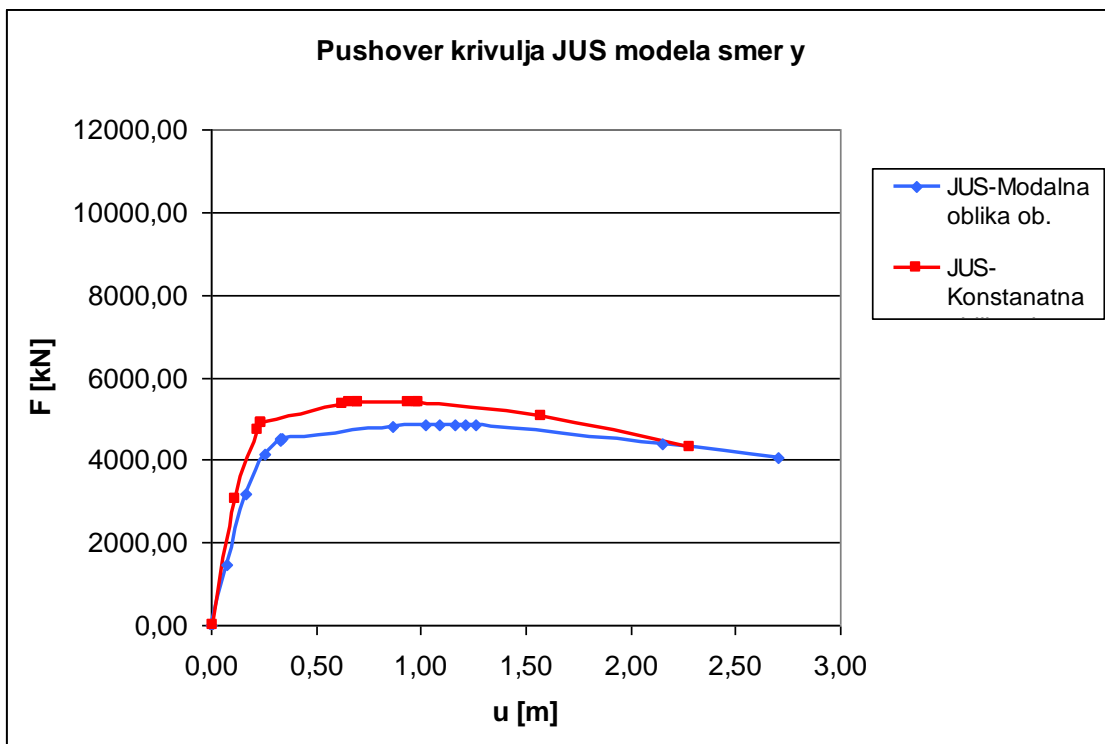
Zaradi večjih notranjih statičnih količin pri modalni obtežbi, pa so celotne prečne sile na meji porušitve objekta oz. nosilnosti objekta manjše.



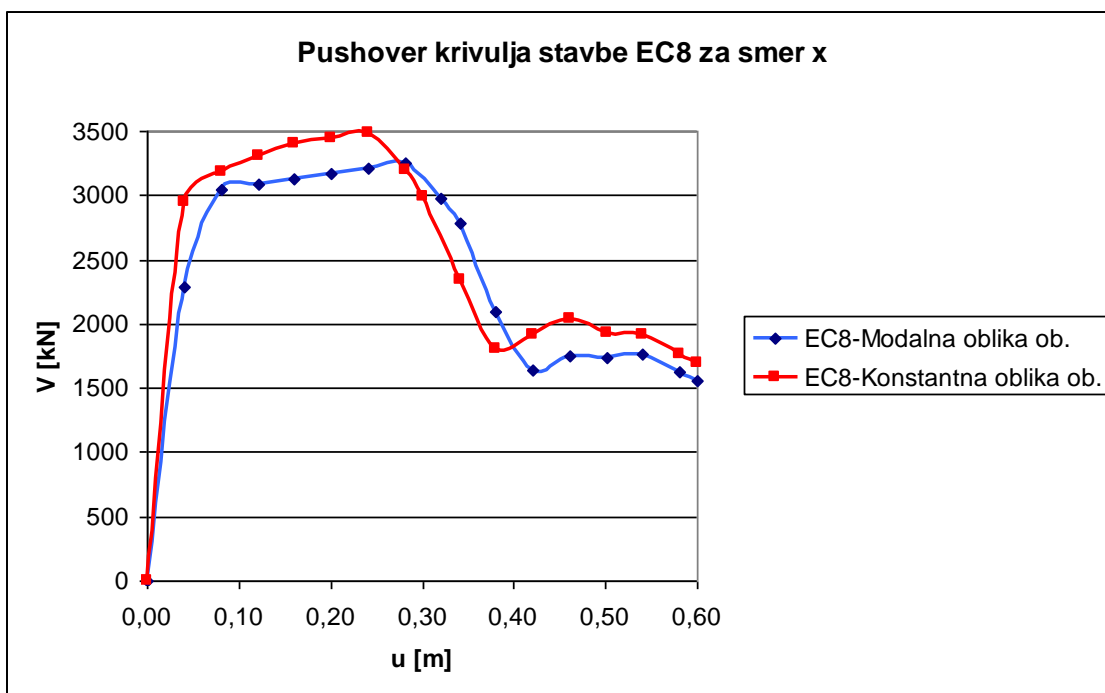
Slika 28: Razlaga večje nosilnosti pri konstantni obliki obtežbe



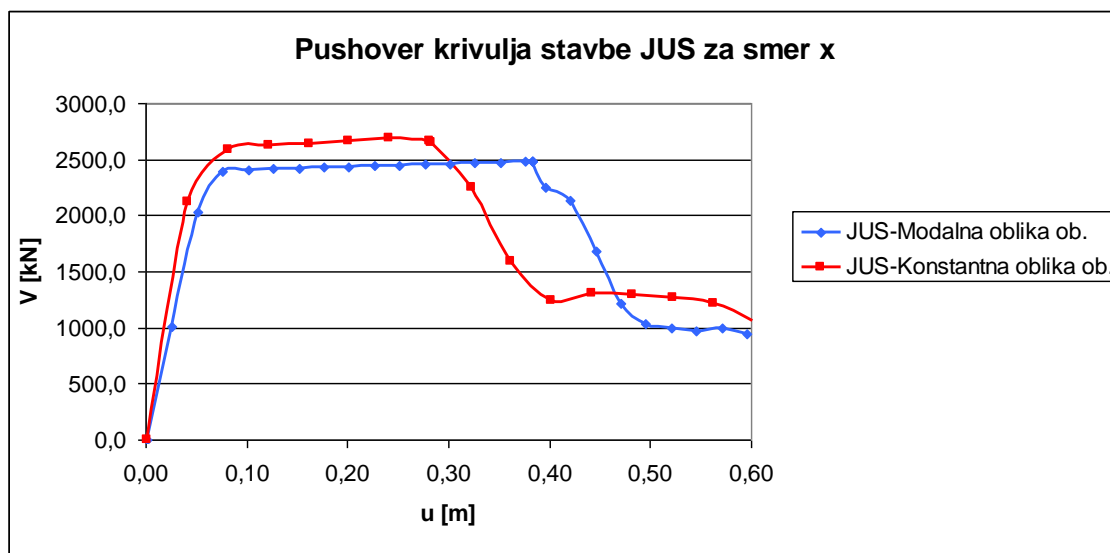
Grafikon 5: Pushover krivulji modela EC v y smeri



Grafikon 6: Pushover krivulji modela JUS v y smeri



Grafikon 7: Pushover krivulji modela EC8 v x smeri



Grafikon 8: Pushover krivulji modela JUS v x smeri

3.4.5.6 Primerjava potresnih sil z dejansko odpornostjo

Iz primerjave rezultatov elastične analize potresnega odziva konstrukcije je razviden princip projektiranja stavb na potresen vpliv. Na prvi pogled sta oba objekta močno predimenzionirana, saj je nosilnost konstrukcije bistveno večja od projektne potresne sile (Tabela 12 in Tabela 20), saj je računski potresna sila precej manjša, kot je dejanska odpornost nosilnih konstrukcij. To ni posledica predimenzioniranja konstrukcije ampak je posledica načina projektiranja, saj z določenimi konstrukcijski ukrepi zagotovimo veliko dodatno nosilnost.

Potrebno je poudariti, da obravnavani konstrukciji v realnosti ne obstajata in da so ob računu pushover analize upoštevane določene predpostavke. Rezultat bi bil verjetno nekoliko drugačen, če bi se pri momentnih členkih upošteval še vpliv osnih in prečnih sil, če bi upoštevali stabilnost konstrukcije in konstrukcijskih elementov in podobno. Kljub temu pa lahko z veliko verjetnostjo trdimo, da je odpornost stavb precej večja, kot je računski potresna sila, ki jo dobimo s pomočjo elastične analize, ob upoštevanju q faktorjev in projektne spektra pospeškov. V spodnji tabeli (Tabela 23) je primerjava razvidna tudi v številčni (numerični) obliki.

Tabela 23: Primerjava projektne potresne sile in odpornosti iz pushover analize

	Smer	Elastična projektna prečna sila F_b [kN]	F_b/F_g	Maksimalna V pri pushover analizi [kN] – Modalna oblika sile	V/F_g	F_b/V
EC8	X	1451	0,06	3252	0,14	0,44
	Y	673	0,03	9563	0,41	0,07
JUS	X	1236	0,05	2485	0,11	0,50
	Y	422	0,02	4869	0,21	0,08

F_g ...Vsota vertikalnih reakcij na temelje zaradi vertikalne obtežbe (23328 kN)

Ker smo želeli dokazati, da je izračun elastične potresne sile pravilen, je spodaj izvedena tudi kratka računsko kontrola ocene celotne prečne sile po točki 4.3.3.2.2 v SIST EN 1998-1.

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (31)$$

Pri čemer je:

F_b ...ocenjena celotna elastična prečna sila

$S_d(T_1)$...vrednost projektnega spektra za nihajni čas T

m...vsota vseh mas (v našem primeru je $m=2378t$)

λ ...korekcijski faktor – če $T_1 \leq 2T_C$ in ima stavba več kot 2 nadstropji je $\lambda=0,85$, drugače pa je $\lambda=1$

Tabela 24: Ocena za pravilnost rezultatov elastične potresne analize

Model	Smer	Nihajni čas [s]	$S_d(T_i)$ [$a_g=0,225g$]	Masa [t]	F_b [kN]	F_b s SAP-om
EC8	x	0,79	0,07120	2378	1661	1451
	y	1,05	0,03296	2378	769	673
JUS	x	0,94	0,05984	2378	1396	1236
	y	1,75	0,01978	2378	461	422

V spodnjih dveh tabelah (Tabela 25, in Tabela 26) so prikazani pomiki, dobljeni z elastično potresno analizo in kontrola medetažnih zamikov glede na SIST EN 1998-1 (kategorija pomembnosti stavbe III in IV).

Tabela 25: Kontrola pomikov (dr = relativni zamik etaž)

Model EC 8								
Smer x					Smer y			
h etaže [m]	u [m]	u*q [m]	dr [m]	dovoljen dr [m]	u [m]	u*q [m]	dr [m]	dovoljen dr [m]
4	0,0142	0,02272	0,00368	0,02	0,0118	0,03068	0,00598	0,02
	0,0119	0,01904	0,00432		0,0095	0,0247	0,00572	
	0,0092	0,01472	0,0048		0,0073	0,01898	0,00624	
	0,0062	0,00992	0,0048		0,0049	0,01274	0,00676	
5	0,0032	0,00512	0,00512	0,025	0,0023	0,00598	0,00598	0,025
	0	0			0	0		

Tabela 26: Kontrola pomikov (dr = relativni zamik etaž)

Model JUS								
Smer x					Smer y			
h etaže [m]	u [m]	u*q [m]	dr [m]	dovoljen dr [m]	u [m]	u*q [m]	dr [m]	dovoljen dr [m]
4	0,0169	0,02704	0,00464	0,02	0,0189	0,04914	0,00572	0,02
	0,014	0,0224	0,0056		0,0167	0,04342	0,00884	
	0,0105	0,0168	0,00608		0,0133	0,03458	0,01118	
	0,0067	0,01072	0,00544		0,009	0,0234	0,01222	
5	0,0033	0,00528	0,00528	0,025	0,0043	0,01118	0,01118	0,025
	0	0	0		0	0		

V nadaljevanju smo preverili še izkoriščenost reprezentativne prečke in stebra v obeh konstrukcijah (EC8 in JUS). Notranje sile zaradi potresa oz. potresne kombinacije so ocenjene, saj bi za natančnejše dimenzioniranje morali preveriti še nosilnost spojev ter izkoriščenost ostalih nosilnih elementov.

Ocenjena je bila le izkoriščenost sredinske prečke momentnega okvira in sredinskega stebra, pri čemer se je potresni vpliv upošteval samo za smer y – brez kombinacije za smer potresa. Slednje je s stališča preverjanja potresne odpornosti povsem sprejemljivo, saj je pushover analiza izvedena ločeno za smer x in y.

Na spodnji skici sta obkrožena elementa, ki sta bila predmet preverjanja nosilnosti (slika 29). Projekten vpliv potresa za dimenzioniranje posameznih nosilnih elementov je določen glede na določila standarda SIST EN 1998-1:2005 v točki 6.7.4 in 6.2.(3) (enačba 32).

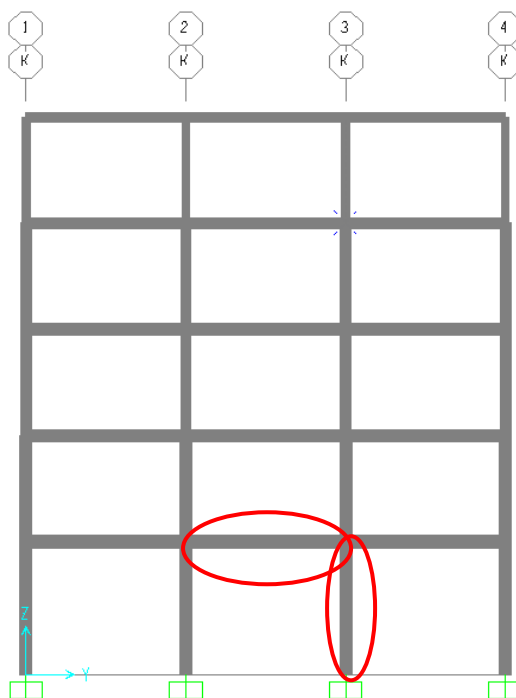
$$N_{Ed}(M_{Ed}, V_{Ed}) = N_{Ed,G}(M_{Ed,G}, V_{Ed,G}) + 1.1 \cdot 1,25 N_{Ed,E}(M_{Ed,E}, V_{Ed,E}) \quad (32)$$

Pri čemer je:

$N_{Ed}(M_{Ed}, V_{Ed})$... projektne notranje statične količine, na katere so dimenzionirani nosilni elementi

$N_{Ed,G}(M_{Ed,G}, V_{Ed,G})$...notranje statične količine zaradi kombinacije nepotresnih vplivov

$N_{Ed,E}(M_{Ed,E}, V_{Ed,E})$...notranje statične količine zaradi potresnega vpliva



Slika 29: Ocena izkoriščenosti profilov na potresno kombinaci

Tabela 27: Potresna izkoriščenost izbranih jeklenih nosilnih elementov glede na SIST EN 1998-1

PREČKA						
	EC 8			JUS		
	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]
$X_{Ed,E y}$	32.6	10.8	0	20.9	7.0	0
G	38.6	31.5	0	39.1	31.5	0
Q	38.6	31.5	0	39.1	31.5	0
$X_{Ed,G}$	44.39	36.2	0	44.7	36.2	0
$X_{Ed,E}$	89.2	51.05	0	73.43	45,8	0
$X_{pl,Rd}$	400	596.9	2321	188,9	349	1471
v [%]	22,3	8.5	0	38,8	13	0
STEBER						
	EC 8			JUS		
	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]
$X_{Ed,E y}$	55.5	15.6	1.3	33.5	9.7	0,51
G	1.02	0,79	-697	0,27	0,195	-696,6
Q	1.02	0,79	-697	0,27	0,195	-696,6
$X_{Ed,G}$	1.173	0,9	-801	0.31	0.22	-801
$X_{Ed,E}$	77.5	22.3	-803	46.37	13.6	-801
$X_{pl,Rd}$	935.8	889	5123	439.2	465.6	3501.5
v [%]	8.3	2.5	15.7	10.5	2.3	22.9

Iz zgornje tabele je razvidno, da je izkoriščenost nosilnih elementov pri potresni kombinaciji zelo nizka. Pri prečkah je merodajen moment, medtem, ko je pri stebrih merodajna osna

tlačna sila. Iz teh podatkov lahko sklepamo, da je horizontalna nosilnost večja od minimalne zahtevane. Seveda je to le ocena, saj je pri projektiranju potresno odpornih konstrukcij potrebno konstrukcijo gledati tako globalno, kot tudi lokalno. Slednje seveda ni predmet tega diplomskega dela, verjetno pa bi bila ob preveritvi celotne konstrukcije izkoriščenost elementov nekoliko večja, saj bi morali v računih najverjetneje upoštevati še vsaj faktor dodatne nosilnosti in druge zahteve glede odpornosti ter globalne in lokalne duktilnosti, ki so opisani v SIST EN 1998-1.

3.5 Ocena potresnega tveganja

3.5.1 Določitev mejnega stanja

V realnosti bi za določitev mejnega stanja morali poznati pomik neke točke v stavbi, pri katerem bi prišlo do določenih poškodb objekta, (pri tem se med poškodbe objekta šteje tudi poškodbe nenosilnih elementov – strojne inštalacije, električne opreme, tehnološka oprema, predelne stene, fasada, okna...). Določitev takšnih pomikov je izredno kompleksen problem in zaradi tega tudi ni predmet te diplomske naloge. Tu se bomo omejili samo na poškodbe nosilne konstrukcije. Potresno tveganje bomo določili za tri točke diagrama pomik/celotna prečna sila, ki smo ga dobili s pushover analizo, in sicer točka na meji tečenja nosilnega sistema (U_y^*/V_y^*), točka, ki predstavlja nosilnost sistema (U_u^*/V_u^*)- – Slika 7, in točka, ki predstavlja mejno stanje omejitve poškodb glede na določila standarda SIST EN 1998. Pri slednjem bodo upoštevana določila za zamik (razlika pomika stebra na vrhu in dnu posamezne etaže) etaže d_r -v (SIST EN 1998, tč 4.4.3.2) $\leq 0.0075 h$, pri čemer je h višina posamezne etaže.

Pri tem opozarjamo, da meja telčenja nosilnega sistema ne pomeni, da so vsi prerezi nosilnih elementov v elastičnem področju. Meja tečenja sistema je samo točka na diagramu $V(U)$, do katere je naraščanje celotne prečne sile v odvisnosti od pomika linearno. Med tem se že lahko pojavijo plastične deformacije elementov, vendar se to na odnosu $V(U)$ ne vidi. Razlog tiči v prerazporeditvi notranjih sil.

Še preden pa sploh lahko določimo referenčne točke, je potrebno pushover krivulje prevesti na AD format v skladu s točko 2.2.4 in enačbami 16, 17, 18 in 19. Na spodnjih grafih (Grafikon 9, Grafikon 10, Grafikon 11 in Grafikon 12) so prikazane krivulje kapacitete v AD formatu in pripadajoč idealiziran bilinearen odnos za primer mejnega stanja porušitve in

mejnega stanja tečenja sistema. Mejno stanje tečenja sistema je določeno na osnovi bilinearizirnega odnosa med pomikom in prečno silo pri mejnem stanju porušitve, za mejno stanje poškodb pa je izračunano krivuljo potrebno ponovno bilinearizirati. Slednje spet storimo po enačbi 33, le da v tem primeru U_m pomik, ki v konstrukciji povzroči mejno stanje omejitve poškodb.

$$U_y^* = 2 \left(U_m^* - \frac{E_m^*}{V_y^*} \right) \quad (33)$$

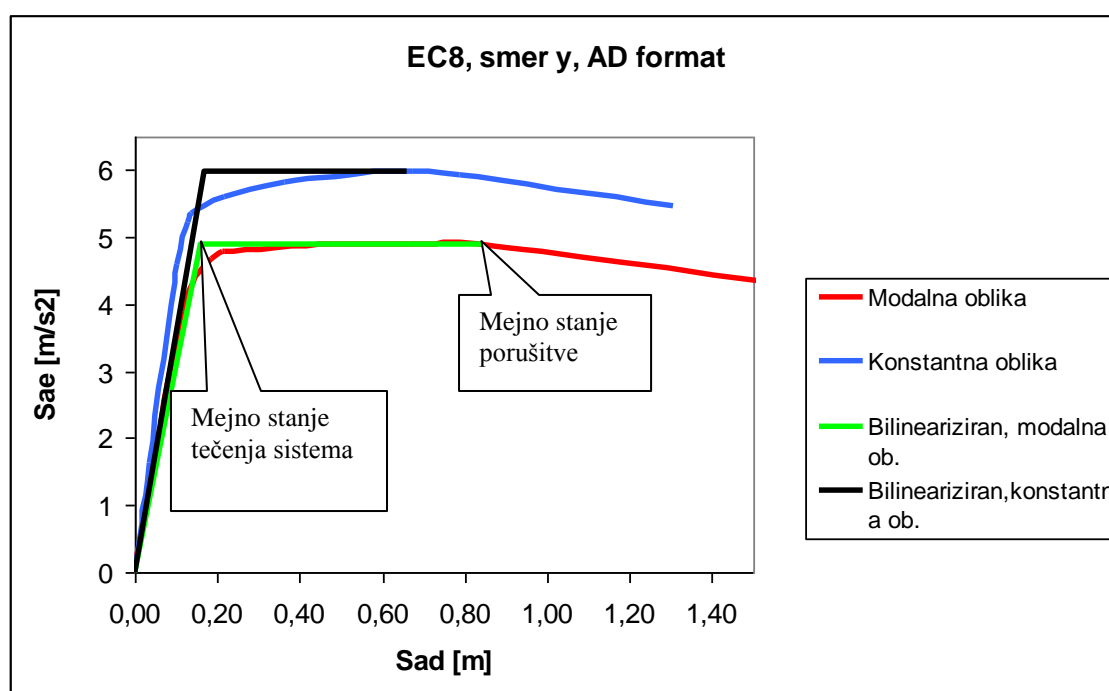
Pri čemer je:

E_m^* ... celotna realna deformacijska energija sistema z eno prostostno stopnjo

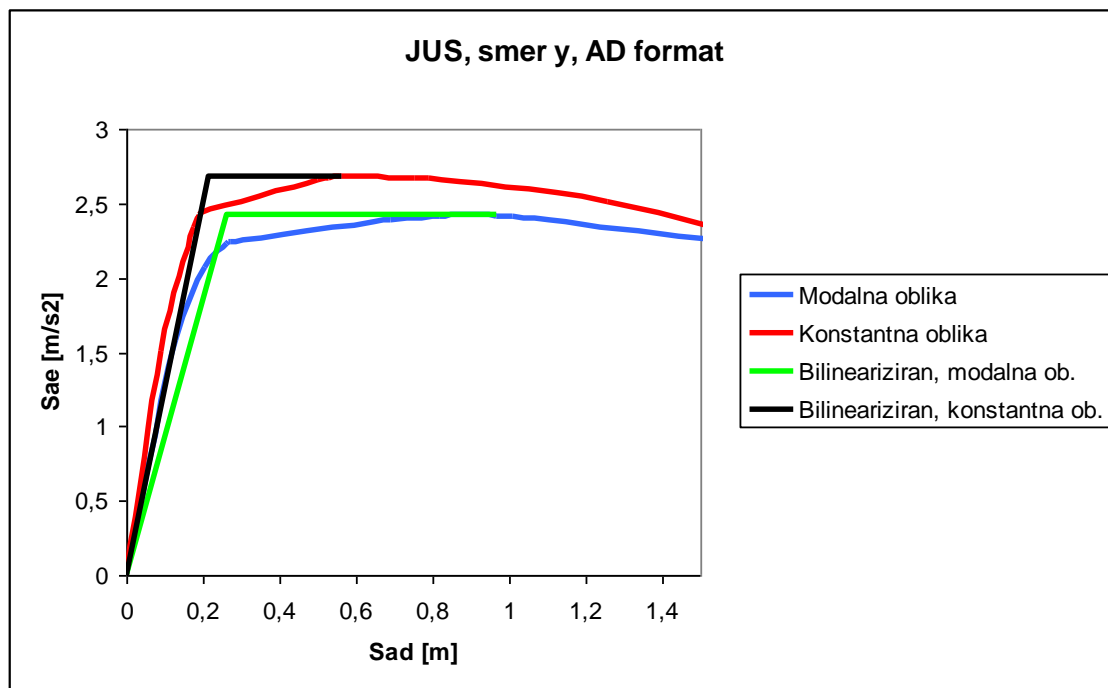
V_y^* ... nosilnost sistema

U_m^* ... pomik pri V_y^*

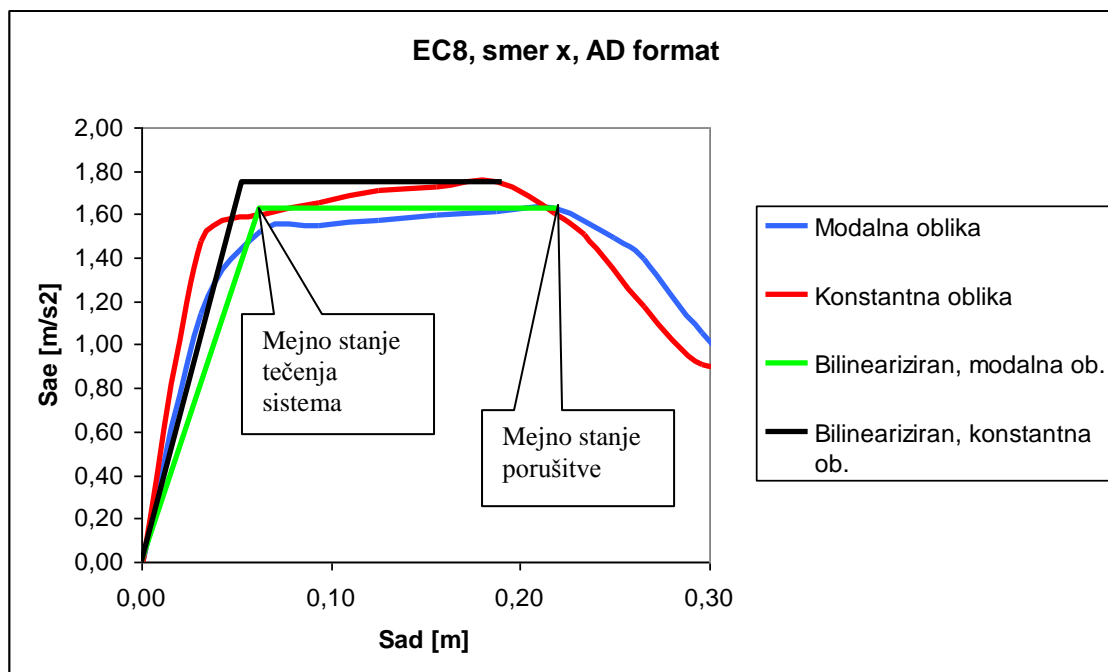
S_{ae} je določen z upoštevanjem enačbe 19, pri čemer za določitev S_{ae} na meji tečenja sistema upoštevamo $V^* = V_y^*$



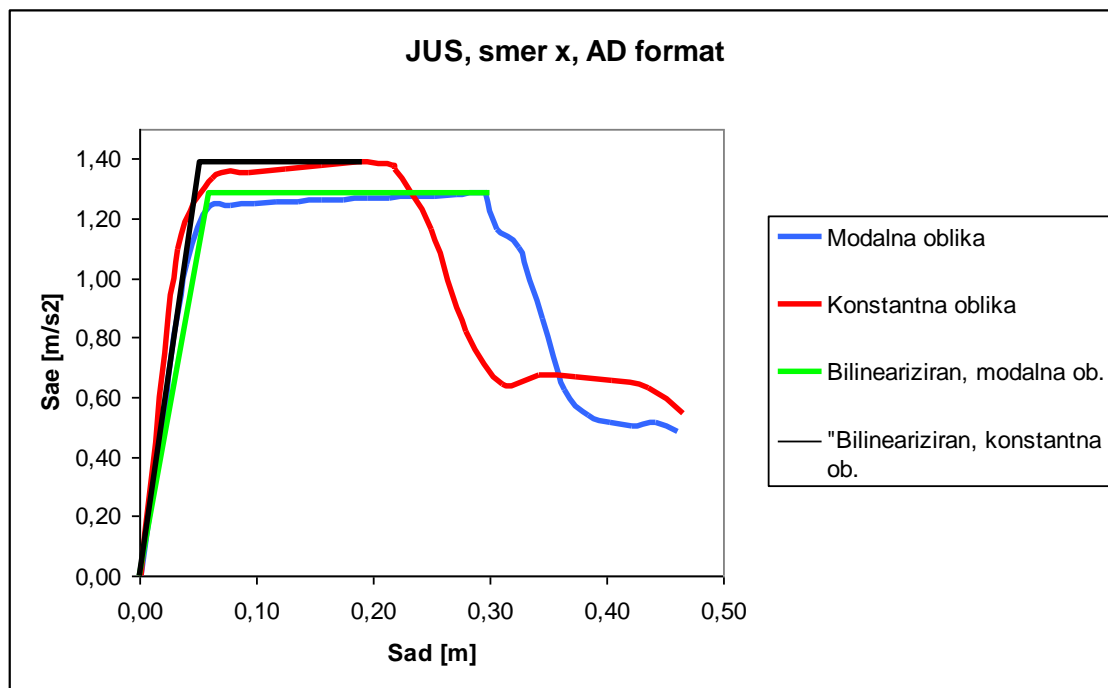
Grafikon 9: Pushover krivulja modela EC8 v y smeri v AD formatu



Grafikon 10: Pushover krivulja modela JUS v y smeri v AD formatu



Grafikon 11: Pushover krivulja modela EC8 v x smeri v AD formatu



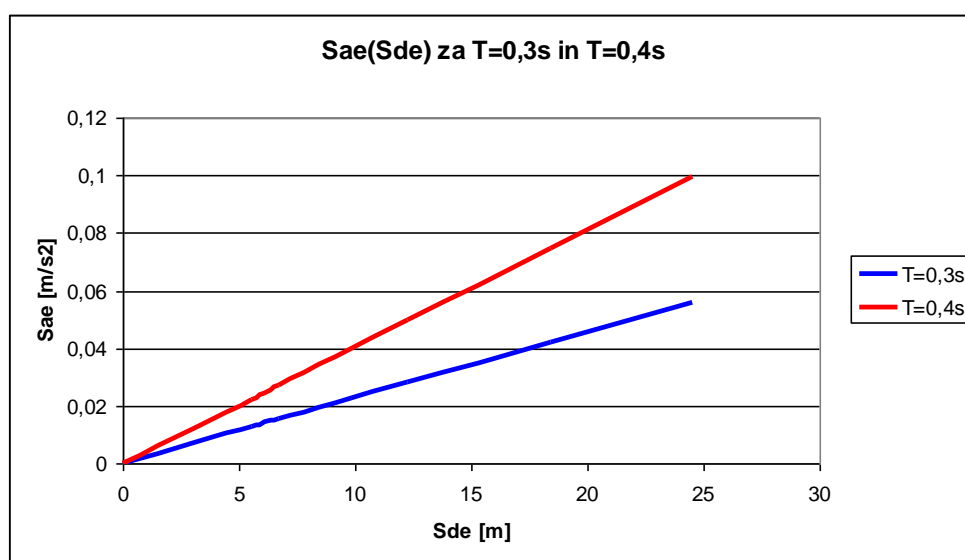
Grafikon 12: Pushover krivulja modela JUS v x smeri v AD formatu

Tabela 28: Pushover krivulje v AD formatu

Model	Točka	Oblika ob.	Smer	$u^*[m]$	$V^*[kN]$	$Sa [m/s^2]$
EC8	Meja tečenja	Modalna	y	0,16	7335	4,90
			x	0,06	2368	1,52
		Konstantna	y	0,17	8963	5,99
			x	0,03	2294	1,48
	Meja porušitve	Modalna	y	0,84	7356	4,90
			x	0,22	2533	1,63
		Konstantna	y	0,66	8963	5,99
			x	0,19	2719	1,75
JUS	Meja tečenja	Modalna	y	0,26	3893	2,41
			x	0,06	1852	1,24
		Konstantna	y	0,21	4307	2,67
			x	0,06	1997	1,33
	Meja porušitve	Modalna	y	0,93	3893	2,42
			x	0,30	1923	1,28
		Konstantna	y	0,56	4307	2,68
			x	0,19	2083	1,39

Za določitev pospeška, ki povzroči določeno poškodbo oz. mejno stanje konstrukcije potrebujemo še enačbo premice, na kateri leži prvi del bilineariziranega diagrama. Iz presečišča premice z elastičnim spektrom odziva v AD formatu lahko določimo tudi projekten pospešek tal, ki povzroči določene deformacije objekta. Za določitev presečišča je potrebno določiti še nihajni čas sistema z eno prostostno stopnjo, ki je določen z bilineariziranim odnosom S_{ad}/S_{ae} . Čas se določi po enačbi (20). Premica hkrati predstavlja tudi funkcijo

$S_{ae}(S_{de})$ v odvisnosti od nihajnega časa konstrukcije. Če npr. v AD formatu prikažemo rezultate konstrukcije z nihajnim časom T za različne projektne pospeške tal, dobimo premico. Slednje je z vidika razumevanja postopka relativno pomembno, saj celotna metoda sloni na tej predpostavki. Primer grafikona za dva različna poljubna nihajna časa je prikazan spodaj.



Grafikon 13: Sae(Sde) dva različna nihajna časa konstrukcije

Za smer y , konstantno obliko obtežbe in model EC8 je grafičen postopek določevanja presečišča premice z elastičnim spektrom odziva v AD formatu prikazan na grafikonu 14.

Za primer modela EC8 in modalno obliko sile v y smeri pa je v nadaljevanju prikazan celoten računski postopek določevanja spektralnega pospeška oz. projektne pospeška tal, ki konstrukciji povzroči določeno mejno stanje.

Torej iz pushover analize najprej dobimo maksimalno prečno silo $V_m = 9563$ kN in pripadajoči pomik točke na strehi objekta $U_m = 1.09$ m. Količine je potrebno prevesti na sistem z eno prostostno stopnjo in sicer z naslednjimi enačbami:

$$m^* = \sum m_i \cdot \Phi_i = 1496t$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \Phi_i^2} = 1.3$$

$$V_m^* = \frac{V_m}{\Gamma} = 7335 \text{ kN}$$

$$U_m^* = \frac{U_m}{\Gamma} = 0.84 \text{ kN}$$

Vrednost E_m^* v enačbi 33 je ploščina pod pushover krivuljo sistema z eno prostostno stopnjo (V^*/U^*), kjer vrednosti V^* in U^* izračunamo na identičen način kot V_m^* in U_m^* . Vrednost E_m^* za izbran primer znaša $E_m^* = 5542 \text{ kNm}$. Iz V_m^* , U_m^* in E_m^* ter ob upoštevanju enačbe 33 dobimo vrednost U_y^* , ki predstavlja pomik na meji tečenja sistema z eno prostostno stopnjo. Za vrednost V_y^* se glede na določila SIST EN 1998 uporabi kar vrednost V_m^* , torej za obravnavani primer je $V_y^* = V_m^* = 0.84 \text{ kN}$.

$$U_y^* = 2 \left(U_m^* - \frac{E_m^*}{V_y^*} \right) = 0.16 \text{ m}$$

S tem smo v celoti določili bilinearen odnos med celotno prečno silo in pomikom sistema z eno prostostno stopnjo. Z upoštevanjem izračunanih vrednosti in enačbe 19 ta odnos prevedemo v t.i. AD format in sicer na naslednji način:

$$S_{ae} = \frac{V^*}{m^*} = \frac{V_m^*}{m^*} = 4.9 \text{ m/s}^2$$

S tem imamo določen bilineariziran odnos med pospeškom in pomikom sistema z eno prostostno stopnjo. V nadaljevanju izračunamo še nihajni čas sistema z eno prostostno stopnjo po spodnjem postopku:

$$T = \sqrt{\frac{4\pi^2 \cdot U_y^*}{S_{ae}}} = 1.14 \text{ s}$$

Kot že omenjeno čas v AD predstavlja premico. Presečišče premice s projektnim spektrom, ki je določen v točki 3.2.2.5 standarda SIST EN 1998-1, nam predstavlja spektralni pospešek

sistema z eno prostostno stopnjo, ki povzroči določene pomike konstrukcije oz. izbrano mejno stanje. Seveda je potrebno projektni spekter prevesti v AD format in sicer po naslednji enačbi:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}$$

Enačba predstavlja način pretvorbe projektnih spektrov pospeškov S_{ae} , v odvisnosti od nihajnega časa konstrukcije, v S_{ae} , v odvisnosti od pomikov elastičnega sistema z eno prostostno stopnjo. T v enačbi je poljuben in ni povezan s časom T , ki je izračunan za obravnavan primer ($T = 1.14s$), S_{ae} pa so vrednosti projektnih spektralnih pospeškov, ki so definirani z enačbami v točki 3.2.2.5 standarda SIST EN 1998-1.

Sedaj pa lahko izračunamo vrednost v projektnem spektru pospeškov, ki npr. povzroči pomik pri maksimalni prečni sili V_m^* in sicer po naslednjem postopku:

$$S_{de} = U_m^* = 0.84 \text{ m}$$

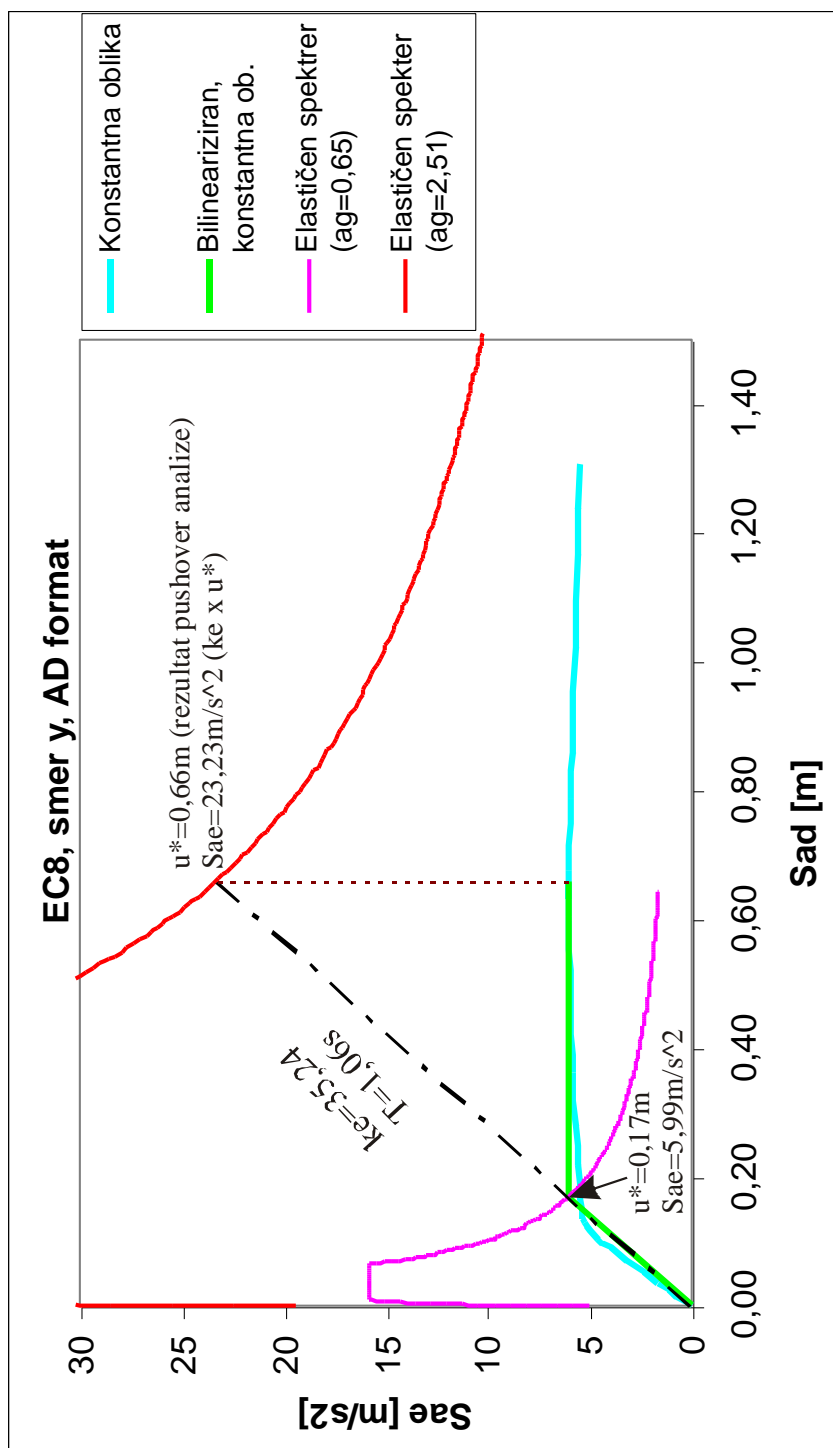
$$T = 1.14 \text{ s}$$

$$S_{aem} = \frac{S_{de} \cdot 4\pi^2}{T^2} = \frac{0.84m \cdot 4\pi^2}{1.14^2} = 25.5m/s^2$$

Na koncu izračunamo še projektni pospešek tal, ki povzroči izbrano mejno stanje in sicer z upoštevanjem enačbe v točki 3.2.2.4 standarda SIST EN 1998-1:

$$S_{aem} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \Rightarrow a = S_{aem} \cdot \frac{q \cdot T}{S \cdot 2.5 \cdot T_C} = 25.5 \cdot \frac{1 \cdot 1.14}{1 \cdot 2.5 \cdot 0.4} = 29m/s^2 \Rightarrow a_g = \frac{a}{g} = \frac{29}{9.81} = 2.98g$$

Grafična predstavitev postopka je razvidna iz grafikona 14, rezultati za vsa ostala mejna stanja pa se nahajajo v tabelah 29 in 31..



Grafikon 14: Postopek določitve pospeškov tal

Tabela 29: Pospeški na meji tečenja in pri horizontalni "nosilnosti" sistema

Model	Točka	Oblika ob.	Smer	$k_e = \frac{4\pi^2}{T^2}$	T [s]	a [m/s ²]	a _g
EC8	Meja tečenja	Modalna	y	30,63	1,14	5,56	0,57
			x	25,33	1,25	1,90	0,19
		Konstantna	y	35,24	1,06	6,34	0,65
			x	49,33	0,89	1,32	0,13
	Meja porušitve	Modalna	y	30,63	1,14	29,21	2,98
			x	25,33	1,25	6,96	0,71
		Konstantna	y	35,24	1,06	24,62	2,51
			x	49,33	0,89	8,39	0,85
JUS	Meja tečenja	Modalna	y	9,27	2,06	4,97	0,51
			x	20,67	1,38	1,71	0,17
		Konstantna	y	12,71	1,76	4,70	0,48
			x	22,17	1,33	1,77	0,18
	Meja porušitve	Modalna	y	9,27	2,06	17,79	1,81
			x	20,67	1,38	8,57	0,87
		Konstantna	y	12,71	1,76	12,55	1,28
			x	22,17	1,33	5,62	0,57

Kot je bilo pričakovati, so povratne dobe potresov, ki bi povzročile izbrana mejna stanja konstrukcije, za primer JUS konstrukciji precej manjše, kot pri konstrukciji projektirani po pravilih Evrokoda. To je posledica manjše nosilnosti in togosti modela JUS, zaradi česar je konstrukcija sposobna prenesti precej manjše potresne sile. To se vidi predvsem na meji elastičnosti sistema, kjer projektni pospešek potresa, ki bi povzročil nelinearnost med pomikom in odzivom objekta, precej majhen, še posebej če vemo, da je stavba projektirana na pospešek 0.225g.

Bralca opozarjamo na nihajne čase T, ki so ravno tako prikazani v spodnji tabeli. Kot lahko opazimo, se le-ti razlikujejo od nihajnih časov, ki so pridobljeni z modalno analizo – točka 3.3. Spodnji časi so izračunani s pomočjo enačbe (20). Ker vemo da premica določa S_{ae}(S_{de}) za določen nihajni čas T, lahko iz tega izračunamo projektne pospeške tal a_g. Pomembno je torej, da se pri računu potresnega tveganja upoštevajo ti nihajni časi in ne časi, ki jih dobimo z modalno analizo.

Prav tako opozarjamo tudi na to, da povratne dobe izbranega mejnega stanja niso povsem eksaktne. Pri realni konstrukciji bi namreč morali upoštevati še togost in nosilnost spojev, vpliv sovprežne plošče, nosilnosti temeljev... Tako kot celoten prikaz ocene potresnega tveganja, ti rezultati služijo za predstavitev metode ocene potresnega tveganja.

Tretje obravnavano mejno stanje pa je mejno stanje omejitve poškodb. EC 1998-1 v točki 4.4.3.2 določa omejitve etažnih zamikov, s katerimi se omeji tudi poškodbe. V našem primeru bodo upoštevane omejitve zamikov za primer stavbe z duktilnimi konstrukcijskimi sistemi ($u_z - u_s \leq 0.0075$ m, pri čemer je u_z pomik na vrhu etaže, u_s na dnu etaže, h pa je višina etaže). Mejno stanje poškodb je iz vidika izgub podjetji izredno zanimivo. V realnosti poškodbe nosilnih in nenosilnih konstrukcijskih elementov stavbe povzročijo nezmožnost uporabe dela ali pa celo celotnega objekta, menjavo poškodovanega elementa, stroške sanacije, stroške statične presoje... Zaradi slednjega bomo v nadaljevanju podrobneje pregledali tudi ta primer. Kot že omenjeno, je najprej potrebna ponovna bilinearizacija odnosa med celotno prečno silo in pomikom sistema z eno prostostno stopnjo, pri čemer je U_m pomik, ki povzroči mejno stanje omejitve poškodb.

V spodnjih tabelah (Tabela 30 in 31) so predstavljeni rezultati pushover analize za točke, v katerih pride do mejnega stanja omejitve poškodb. Stanje plastičnih členkov nosilnih elementov je v programu prikazano z različno obarvanostjo plastičnih členkov, kar je vidno tudi na spodnjih slikah (slika 30, 31, 32, 33, 34, 35 in 36).

Zanimivo je predvsem obnašanje konstrukcije v smeri momentnih okvirov, kjer je razviden princip projektiranja po evropskih predpisih – plastični členki se najprej pojavijo v prečkah etaž, šele na koncu pa tudi v stebrih.

Pri tem moramo biti še posebej pozorni na zelo pomemben vidik računskih metod, to je numerika. Program namreč inkrementno povečuje korak obtežbe, shranjuje pa korake, katerih velikost ni nujno enaka. Tako se lahko zgodi, da se mejno stanje omejitve pomikov pojavi že pri precej nižji celotni prečni sili, vendar pa program ni shranil vseh vmesnih korakov. Tako se prav lahko zgodi, da vrednosti prečne sile niso povsem eksaktne. Problemu se lahko izognemo tako, da povečamo pogostost shranjevanja rezultatov, kar pa lahko močno podaljša čas analize. Seveda se moramo zavedati, da smo kljub temu še vedno inženirji in ne matematiki, konstrukcije pa še vedno niso neki popolni matematični modeli in so zato izračunane vrednosti prečne sile in pomikov na meji omejitve poškodb dokaj dobri in natančni približki.

Projektne pospeški tal, ki v konstrukcijah povzročijo mejno stanje omejitve poškodb, so zelo podobni pospeškom v mejnem stanju tečenja sistema. Torej so poškodbe nosilnih in

nenosilnih delov, ki jih SIST EN 1998-1 omejuje, lahko pojavijo istočasno z oblikovanjem plastičnega mehanizma. Primerjava vrednosti projektnih pospeškov tal za primer mejnega stanja palstifikacije nosilnega sistema in primer mejnega stanja omejitve poškodb konstrukcije je prikazana v tabeli 32.

Tabela 30: Pushover krivulje v AD formatu

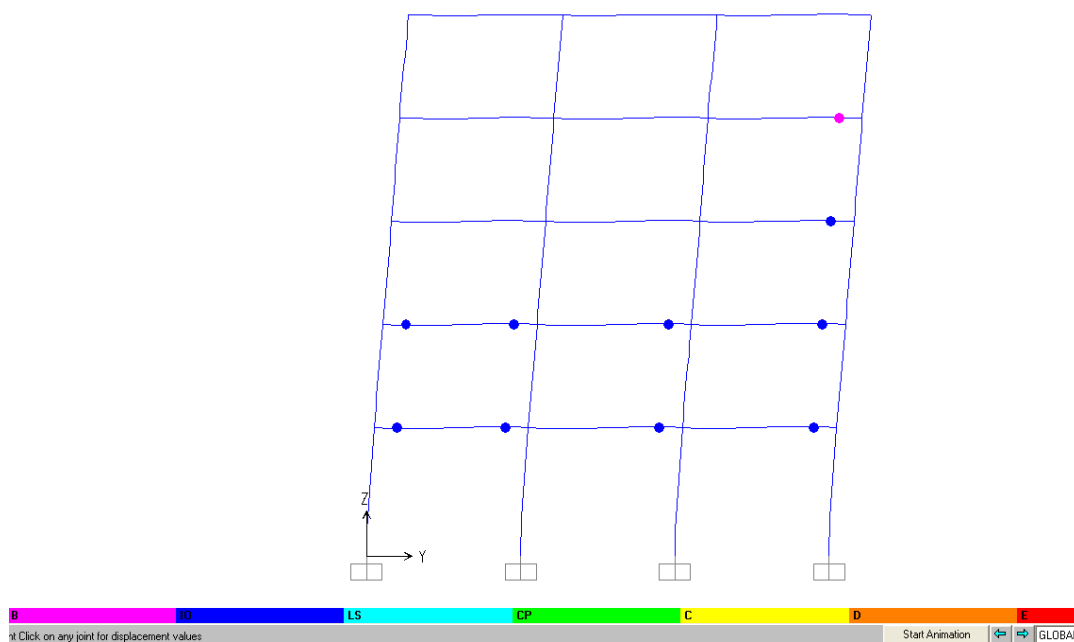
Model	Oblika ob.	Smer	u*[m]	V*[kN]	Sa [m/s ²]
EC8	Modalna	y	0,11	5833	3,90
		x	0,09	2406	1,55
	Konstantna	y	0,10	6894	4,61
		x	0,06	2481	1,60
JUS	Modalna	y	0,13	2541	1,58
		x	0,06	1852	1,24
	Konstantna	y	0,17	3764	2,34
		x	0,06	1997	1,33

Tabela 31: Pospeški v mejnem stanju omejitev poškodb

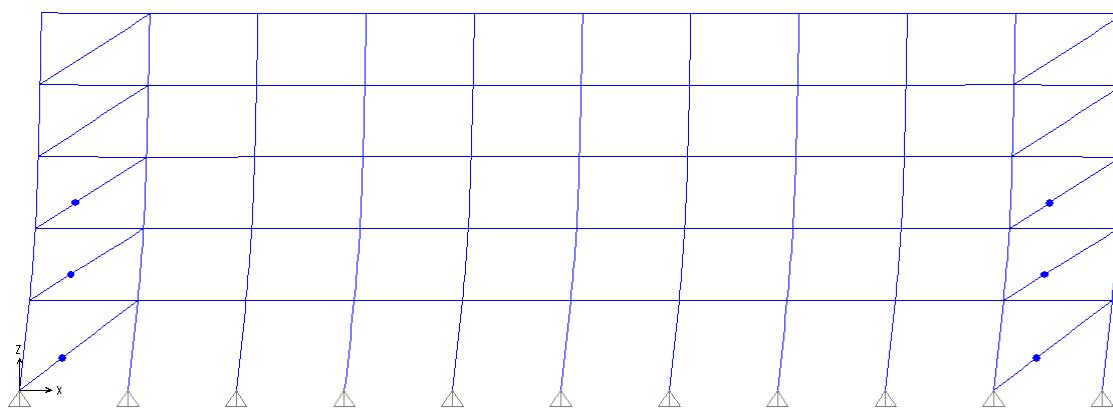
Model	Oblika ob.	Smer	$k_e = \frac{4\pi^2}{T^2}$	T [s]	a [m/s ²]	ag
EC8	Modalna	y	35,44	1,06	4,12	0,42
		x	30,98	1,13	1,75	0,18
	Konstantna	y	12,43	1,78	8,21	0,84
		x	25,01	1,26	2,01	0,20
JUS	Modalna	y	45,75	0,93	1,47	0,15
		x	43,73	0,95	1,18	0,12
	Konstantna	y	15,17	1,61	3,78	0,38
		x	30,82	1,13	1,51	0,15

Tabela 32: Primerjava vrednosti na meji tečenja sistema in na meji omejitev poškodb

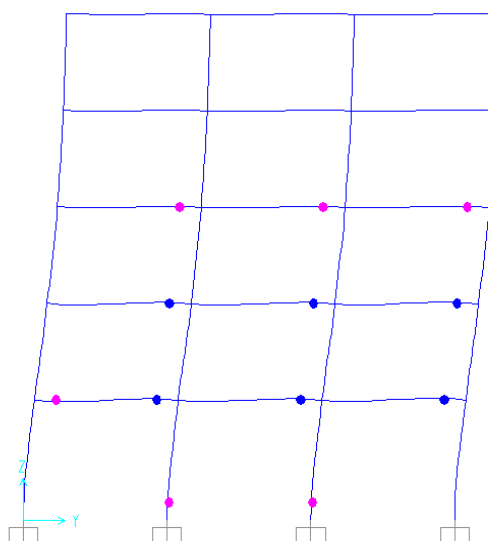
Model	Oblika ob.	Smer	Meja elastičnosti		Meja poškodb	
			a [m/s ²]	ag	a [m/s ²]	ag
EC8	Modalna	y	5,56	0,57	4,12	0,42
		x	1,90	0,19	1,75	0,18
	Konstantna	y	6,34	0,65	8,21	0,84
		x	1,32	0,13	2,01	0,20
JUS	Modalna	y	4,97	0,51	1,47	0,15
		x	1,71	0,17	1,18	0,12
	Konstantna	y	4,70	0,48	3,78	0,38
		x	1,77	0,18	1,51	0,15



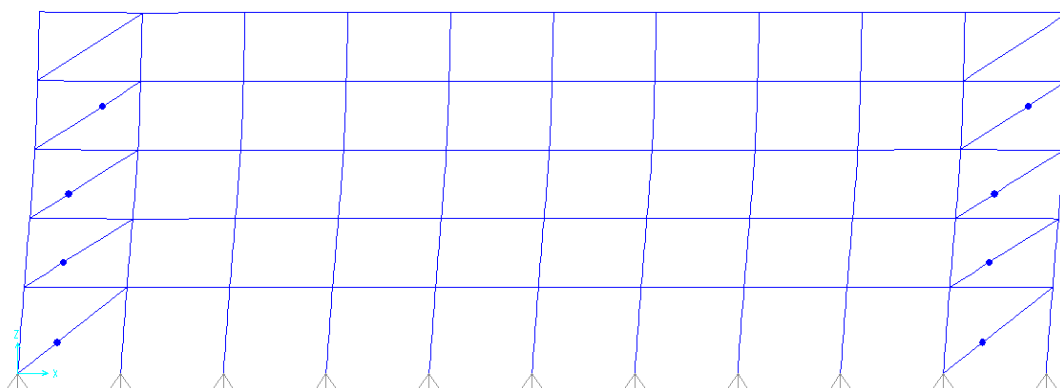
Slika 30: EC8, smer y, modalna in konstantna oblika obtežbe, poškodovanost prečk



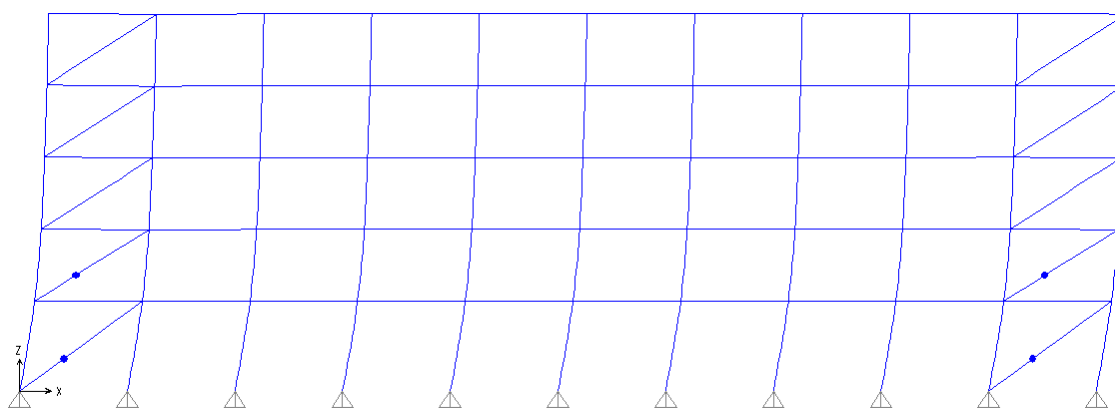
Slika 31: EC8, smer x, modalna oblika obtežbe, poškodovanost diagonal



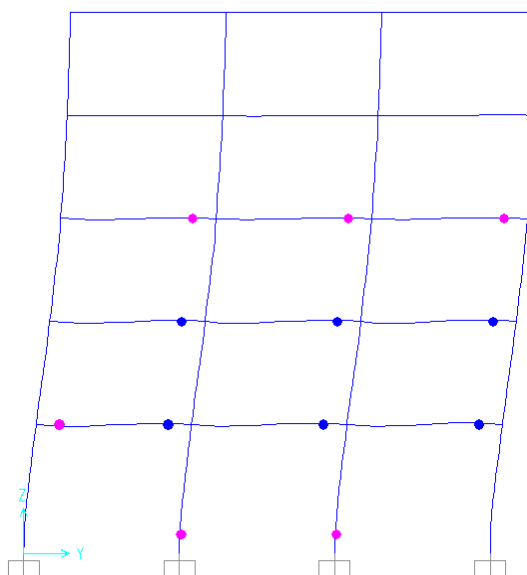
Slika 32: JUS, smer y, modalna oblika obtežbe, poškodovanost prečk



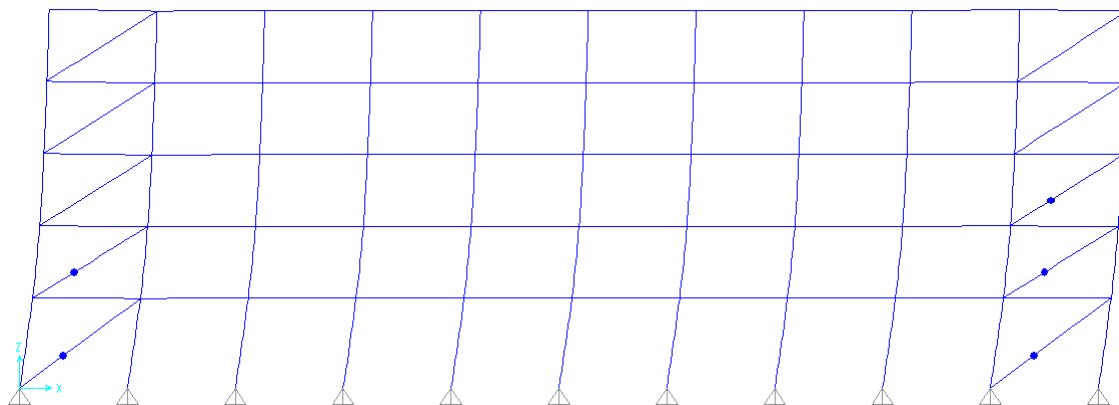
Slika 33: JUS, smer x, modalna oblika obtežbe, poškodovanost diagonal



Slika 34: EC8, smer x, konstantna oblika obtežbe, poškodovanost diagonal



Slika 35: JUS, smer y, konstantna oblika obtežbe, poškodovanost prečk



Slika 36: JUS, smer x, konstantna oblika obtežbe, poškodovanost diagonal

Pri interpretaciji rezultatov moramo biti pozorni še na eno podrobnost, ki se jo v realnem svetu nikakor ne sme zanemariti. Pri tej analizi smo konstrukcijo obravnavali v dveh ločenih smereh. Predpostavili smo torej, da so pomiki tal bodisi pravokotni na globalno os objekta x ali y. Verjetnost nastopa takšnega potresa je v realnosti zelo nizka. Pri potresu konstrukcije ne nihajo samo v eni smeri, ampak v vseh treh smereh. V Sloveniji je sicer narava potresov takšna, da je vertikalna komponenta zanemarljiva, medtem ko se obe horizontalni komponenti pojavita pri vsakem potresu. Čeprav velikosti komponent nista enakovredni, je potresni vpliv vedno potrebno upoštevati v kombinaciji za x in y smer. Ker pa vprašanje upoštevanja smeri pri pushover analizi še vedno ni dovolj raziskano, je ločeno obravnavanje smeri dovoljeno. Seveda se pojavi vprašanje verjetnosti poškodovanosti objekta. Objekt je 3D telo, zato potresnega tveganja ne moremo določiti samo za eno ali drugo smer oz. ločeno za eno in drugo smer. Sama se ponuja možnost, da je merodajna ocena potresnega tveganja tista, ki nam da krajšo povratno dobo potresa oz. manjše projektne pospeške tal.

3.5.2 Določitev funkcije potresne nevarnosti

Kot smo opisali v točki 2.1, je za oceno potresnega tveganja potrebno poznati še funkcijo potresne nevarnosti $H_S(a_g)$ oz. faktorje k_0 in k , ki jo določata. $H_S(a_g)$ je srednja letna frekvenca (verjetnost) pojava potresa z pospeškom tal a_g .

Potresne karte za povratne dobe 475, 1000 in 10000 let najdemo na spletnih straneh Agencije republike Slovenije za okolje. Projektne pospeški tal pa so, za isto povratno dobo, v različnih območjih Slovenije različni. Tako npr. znaša projektni pospešek s povratno dobo 475 let za Ljubljano 0.25g, za Maribor pa 0.1g. Pospeški z večjim projektnim pospeškom tal so torej

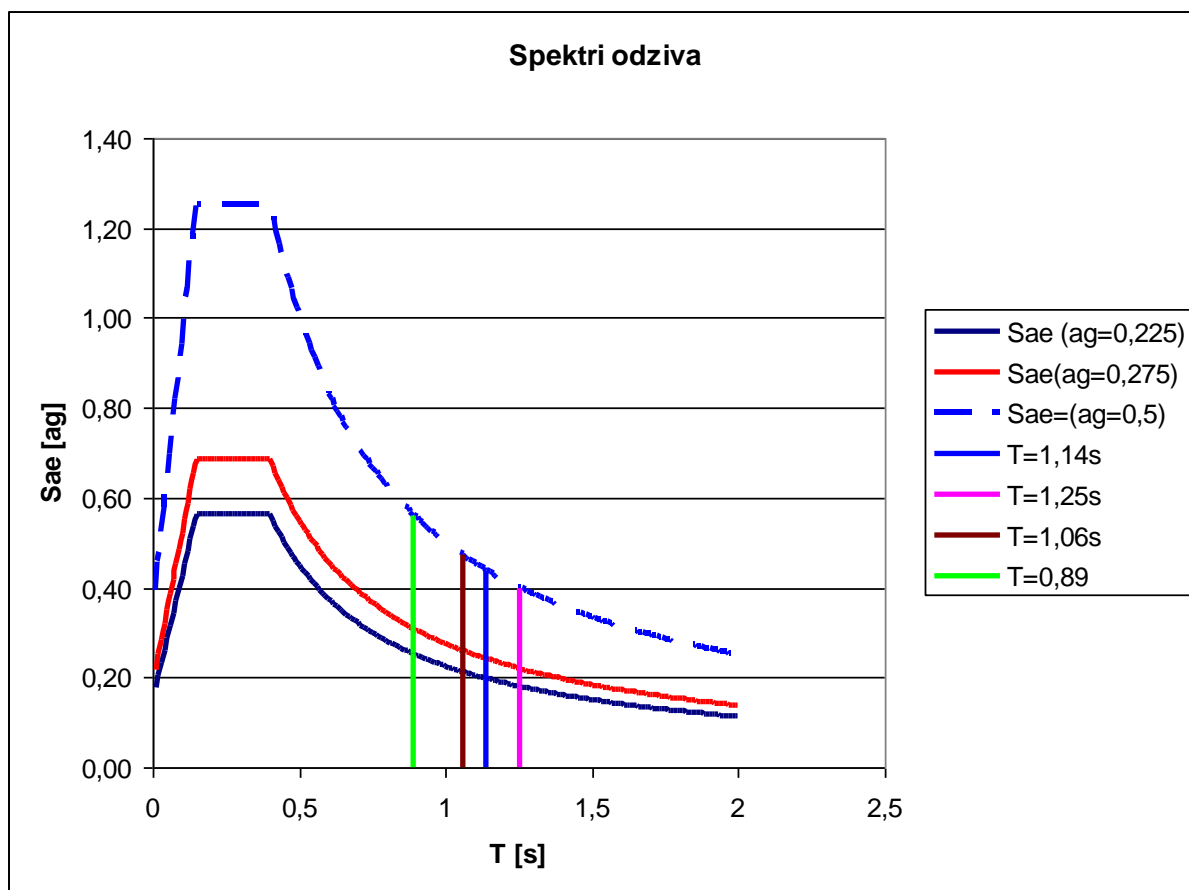
bolj verjetni v Ljubljani kot v Mariboru. V praksi smo najbolj navajeni na potresno karto za povratno dobo 475 let. Prav iz tega razloga je spodaj prikazana karta za povratno dobo 1000 let (slika 36).

Predvidena lokacija obravnavanih stavb je nekje v širši okolici Ljubljane, kjer znaša projektni pospešek s povratno dobo 475 let $0,225g$. Verjetnost, da se povprečju v petdesetih letih pojavi potres s pospeškom tal večjim ali enakim $0,225g$, znaša približno 10%.

Srednja letna frekvenca pojava pospeška H_s je tako določena kot

$$H_s(a_g = 0.225g) = \frac{1}{475} \text{ oz. } H_s(a_g = 0.275g) = \frac{1}{1000} \text{ oz. } H_s(a_g = 0.5g) = \frac{1}{10000}.$$

Na žalost so vrednosti projektnih pospeškov tal, ki povzročijo določene poškodbe objekta, v splošnem različne od tistih, za katere so določene karte potresne nevarnosti. Prav zaradi slednjega moramo določiti funkcijo potresne nevarnosti (faktor k_0 in k), s čimer bomo lahko določili povratno dobo vsakega potresa, ki povzroči izbrano mejno stanje. To lahko storimo s pomočjo točk na elastičnem spektru odziva za različne povratne dobe in enotnim nihajnim časom konstrukcije. Slednje je za model EC8 prikazano na spodnjem grafu. Točke so v numerični obliki prikazane v tabeli 31. Tu še enkrat opozarjamo, da je potrebno upoštevati nihajne čase, ki so bili izračunani v točki 3.5.2 in ne nihajnih časov iz modalne analize.



Grafikon 15: Točke na elastičnih spektrih odziva, za določene nihajne čase stavbe

Tabela 33: Vrednosti elastičnih spektralnih pospeškov

			Smer	Nihajni čas [s]	$S_{ae}(a_g)$ za povratno dobo 475 let [a_g]	$S_{ae}(a_g)$ za povratno dobo 1000 let [a_g]	$S_{ae}(a_g)$ za povratno dobo 10000 let [a_g]
Meja porušitve in meja tečenja sistema	EC8	Modalna ob. sile	y	1,14	0,20	0,24	0,44
			x	1,25	0,18	0,22	0,40
		Konstantna ob. sile	y	1,06	0,21	0,26	0,47
			x	0,89	0,25	0,31	0,56
	JUS	Modalna ob. sile	y	2,06	0,11	0,13	0,24
			x	1,38	0,16	0,20	0,36
		Konstantna ob. sile	y	1,76	0,13	0,16	0,28
			x	1,33	0,17	0,21	0,38
Meja omejitve poškodb	EC8	Modalna ob. sile	y	1,06	0,21	0,26	0,47
			x	1,13	0,20	0,24	0,44
		Konstantna ob. sile	y	1,78	0,13	0,15	0,28
			x	1,26	0,18	0,22	0,40
	JUS	Modalna ob. sile	y	0,93	0,24	0,30	0,54
			x	0,95	0,24	0,29	0,53
		Konstantna ob. sile	y	1,61	0,14	0,17	0,31
			x	1,13	0,20	0,24	0,44

Faktorja k_0 in k določimo z upoštevanjem enačbe (5) po spodnjem postopku. Postopek je izveden za primer EC8 v smeri x, za vse ostale primere pa se samo ponovi. Rezultati so prikazani v tabeli spodaj.

$$\frac{1}{475} = k_0 \cdot 0,18^{-k};$$

$$\frac{1}{10000} = k_0 \cdot 0,40^{-k} \Rightarrow k_0 = 3,11 \cdot 10^{-6}, k = 3,80 \Rightarrow H_s(S) = 3,11 \cdot 10^{-6} \cdot S^{-3,80}$$

Tabela 34: Vrednosti faktorjev k_0 in k

			Smer	k_0	k
Meja porušitve in meja tečenja sistema	EC8	Modalna ob. sile	y	4,65E-06	3,8
			x	3,11E-06	3,8
		Konstantna ob. sile	y	5,59E-06	3,8
			x	1,09E-05	3,8
	JUS	Modalna ob. sile	y	4,79E-07	3,8
			x	1,99E-06	3,8
		Konstantna ob. sile	y	9,04E-07	3,8
			x	2,51E-06	3,8
Meja omejitve poškodb	EC8	Modalna ob. sile	y	5,59E-06	3,8
			x	4,65E-06	3,8
		Konstantna ob. sile	y	9,04E-07	3,8
			x	3,11E-06	3,8
	JUS	Modalna ob. sile	y	9,29E-06	3,8
			x	9,29E-06	3,8
		Konstantna ob. sile	y	1,20E-06	3,8
			x	4,65E-06	3,8

Ker imamo znane funkcije potresne nevarnosti, lahko izračunamo povratne dobe potresov, ki povzročijo določene poškodbe. Pri tem si velja zapomniti, da je S v enačbi (5) elastični spektralni pospešek, ki ga povzroči določen pospešek tal a_g in je torej potrebno v izraz za potresno nevarnost vstaviti vrednosti elastičnega spektra odziva in ne projektnega pospeška tal. Tako je S v spodnjih tabelah vrednost elastičnega spektra odziva konstrukcije z nihajnim časom T , pri pospešku tal a_g . Pri tem se za vrednost faktorja q vzame 1, tj. $q=1$.

Za vrednosti spektralnih pospeškov, ki so navedene v tabeli 28 in 29, so povratne dobe potresov prikazane v spodnji tabeli. Povratna doba je izračunana za širšo okolico Ljubljane, v drugih delih Slovenije pa bi bile vrednosti lahko precej drugačne.

Vsi vemo, da se potresi ne pojavljajo v točno določenih časovnih intervalih, saj bi v tem primeru lahko rešili marsikatero človeško življenje. Potresi so še vedno v "domeni" narave in jih je izredno težko oz. nemogoče napovedovati. Prav zaradi tega bi bilo bolj korektno povratno dobo zaokroževati vsaj na desetletja, pri višjih magnitudah pa tudi na stoletja.

Vrednosti v spodnjih dveh tabelah niso zaokrožene iz enega samega razloga – tj. bralec, ki bi hotel ponoviti račun, bo lahko veliko lažje primerjal svoje rezultate. Moramo pa se zavedati, da je določitev povratne dobe na leto natančno vsaj nesmiselno, če že ne nestrokovno.

Tabela 35: Povratne dobe potresov na meji elastičnosti oz. nosilnosti nosilnega sistema

Model	Točka	Oblika ob.	Smer	T [s]	a [m/s ²]	ag	S	Hs(S)	Poratna doba [leto]
EC8	Meja tečenja	Modalna	y	1,14	5,56	0,57	5,00E-01	6,48E-05	15439
			x	1,25	1,9	0,19	1,52E-01	4,00E-03	250
		Konstantna	y	1,06	6,34	0,65	6,13E-01	3,59E-05	27893
			x	0,89	1,32	0,13	1,46E-01	1,63E-02	61
	Meja porušitve	Modalna	y	1,14	29,21	2,98	2,61E+00	1,21E-07	8285723
			x	1,25	6,96	0,71	5,68E-01	2,67E-05	37477
		Konstantna	y	1,06	24,62	2,51	2,37E+00	2,11E-07	4733540
			x	0,89	8,39	0,85	9,55E-01	1,30E-05	77034
JUS	Meja tečenja	Modalna	y	2,06	4,97	0,51	2,48E-01	9,64E-05	10369
			x	1,38	1,71	0,17	1,23E-01	5,68E-03	176
		Konstantna	y	1,76	4,7	0,48	2,73E-01	1,26E-04	7936
			x	1,33	1,77	0,18	1,35E-01	5,02E-03	199
	Meja porušitve	Modalna	y	2,06	17,79	1,81	8,79E-01	7,83E-07	1276873
			x	1,38	8,57	0,87	6,30E-01	1,15E-05	87052
		Konstantna	y	1,76	12,55	1,28	7,27E-01	3,03E-06	329823
			x	1,33	5,62	0,57	4,29E-01	6,28E-05	15923

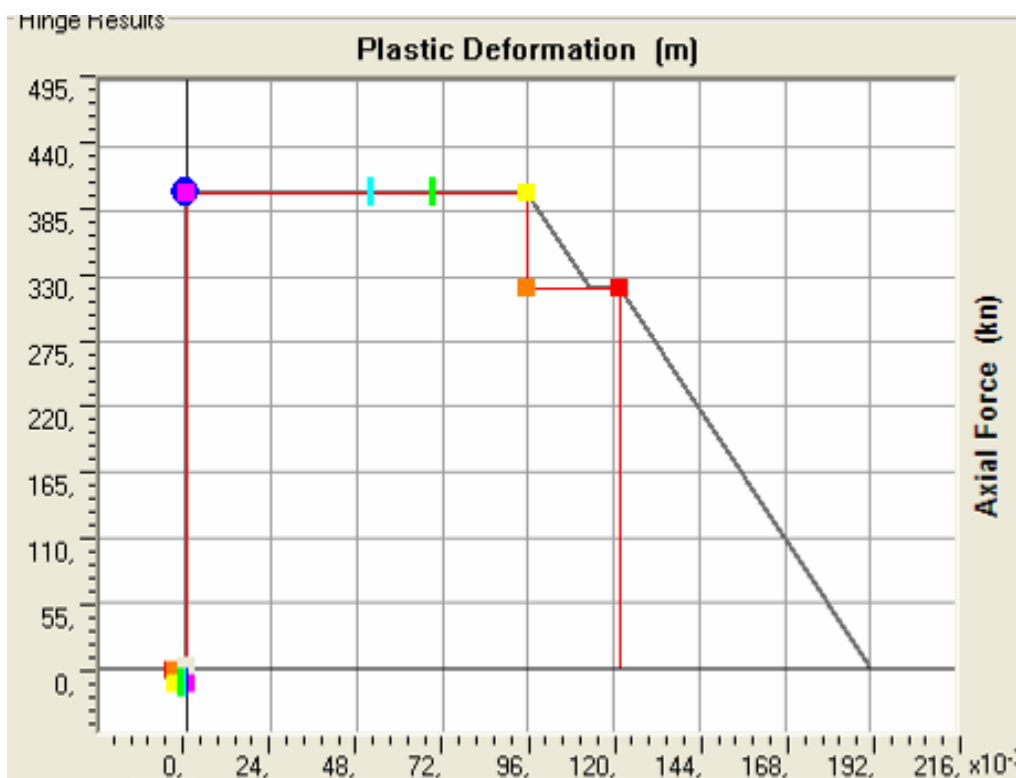
Tabela 36: Povratne dobe potresov, ki povzročijo mejno stanje omejitve poškodb

Model	Oblika ob.	Smer	T [s]	a [m/s ²]	ag	S	Hs(S)	Poratna doba [leto]
EC8	Modalna	y	1,06	4,12	0,42	3,96E-01	1,88E-04	5306
		x	1,13	1,75	0,18	1,59E-01	5,00E-03	200
	Konstantna	y	1,78	8,21	0,84	4,72E-01	1,57E-05	63752
		x	1,26	2,01	0,2	1,59E-01	3,39E-03	295
JUS	Modalna	y	0,93	1,47	0,15	1,61E-01	9,53E-03	105
		x	0,95	1,18	0,12	1,26E-01	2,41E-02	41
	Konstantna	y	1,61	3,78	0,38	2,36E-01	2,90E-04	3452
		x	1,13	1,51	0,15	1,33E-01	1,00E-02	100

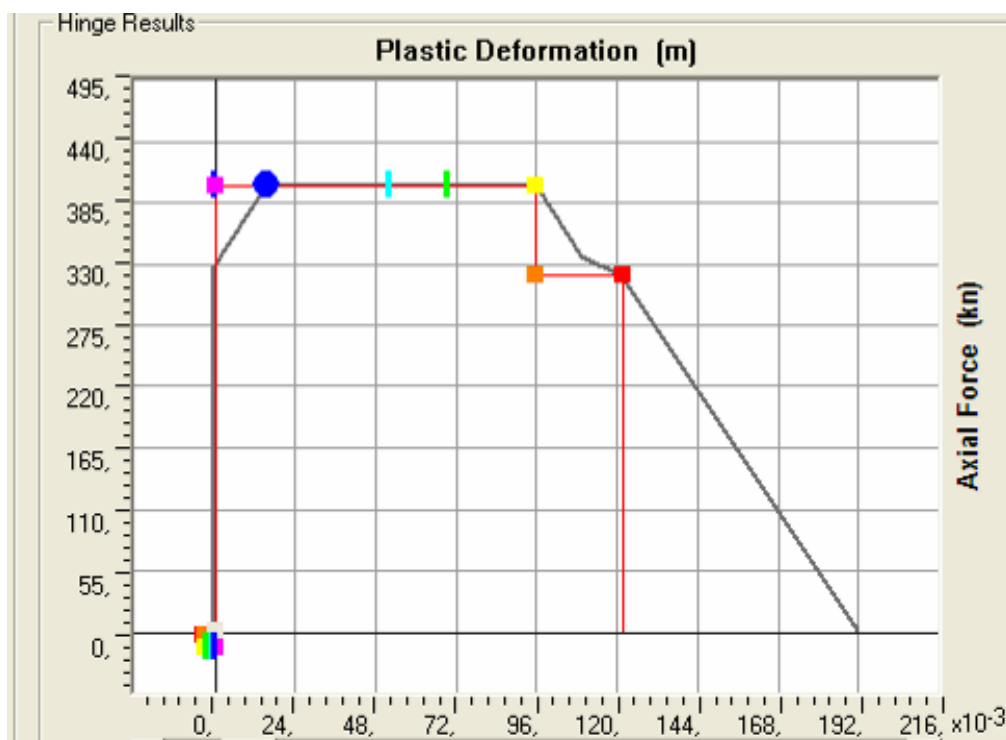
Velja opozoriti, da rezultatov ne gre posploševati kar na vse obstoječe objekte. Kot že omenjeno obravnavani konstrukciji v realnosti ne obstajata, poleg tega pri pushover analizi niso bile upoštevane togosti in nosilnosti spojev, temeljev...

Če pa pogledamo stanje, ko hočemo omejiti poškodbe objektov, so stvari precej bolj "zaskrbljujoče". Povratne dobe potresov, ki bi povzročile mejno stanje omejitev pomikov, so nizke predvsem pri modelu JUS. V primeru, da bi poškodba objekta lastniku povzročila večjo finančno izgubo, bi bilo smiselno te povratne dobe upoštevati in morda izvesti določene ukrepe na stavbi, ki bi povečale odpornost.

Pri določevanju točke, kjer pride do poškodbe elementa, si je vedno smiselno ogledati tudi obnašanje plastičnih členkov med pushover analizo. Na spodnjih slikah (Slika 38 in 39) je prikazan odnos med plastično deformacijo in osno silo v spodnji natezni diagonali modela JUS. Črna linija predstavlja dejanski izračunani odnos med osno silo in plastično deformacijo, rdeča linija predstavlja podan odnos, modra pika pa označuje trenutno "pozicijo" plastičnega člena. Tako smo lahko prepričani, da je plastičen članek pri določenemu koraku v pushover analizi, tudi dejansko v plastičnem območju.



Slika 38: Plastični članek, Model JUS, spodnja natezna diagonala, linearna oblika sile



Slika 39: Plastični členek, Model JUS, spodnja natezna diagonala, konstantna oblika sile

Na slikah je viden tudi pojav, o katerem smo govorili v točki 3.5.1. Iz stanja plastičnega členka namreč ne moremo nedvoumno določiti točke na pushover krivulji, kjer pride do poškodovanosti določenega elementa. Program očitno ne shranjuje vseh stanj ampak samo nekatere. Če bi shranili vse, bi bila linija izračunanega odnosa med natezno silo in plastično deformacijo enaka definiranemu odnosu.

Pomembno je tudi dejstvo, kako program upošteva obnašanje členkov po prekoračitvi nosilnosti. Očitno je namreč, da program od te točke naprej ne upošteva podanega diagrama. Problem je v numerični stabilnosti modela, ki bi bila ob upoštevanju podanega odnosa lahko ogrožena. Po drugi strani predvidevamo, da je dejansko obnašanje členka najverjetneje bolj podobno izračunanemu odnosu, saj je konstrukcijsko jeklo relativno duktilno, zaradi česar pri obnašanju členkov ni pričakovati velikih skokov kot jih predvideva FEMA.

3.5.3 Določitev funkcije pomikov konstrukcije

Za končen izračun potresnega tveganja je potrebno določiti še funkcijo maksimalnih pomikov konstrukcije D v odvisnosti od projektnega pospeška tal, z različnimi povratnimi dobami. Pri tem upoštevamo pomike sistema z več prostostnimi stopnjami, sama določitev funkcije pa je

zelo podobna določitvi funkcije potresne nevarnosti. Spodaj je predstavljen postopek za konstrukcijo EC8 v x smeri, za modalno obliko sile. Za vse ostale primere so rezultati prikazani v tabeli spodaj.

$$D = a \cdot S^b \Rightarrow u = \frac{S \cdot \Gamma}{k_{eu}}$$

$$u = \frac{0,197 \cdot 1,30}{30,36} \cdot 9,81 = 0,083m$$

$$u = \frac{0,439 \cdot 1,30}{30,36} \cdot 9,81 = 0,184m$$

$$0,083 = a \cdot (0,197 \cdot 9,81)^b$$

$$0,184 = a \cdot (0,439 \cdot 9,81)^b$$

$$\Rightarrow a = 4,31 \cdot 10^{-2}$$

$$\Rightarrow b = 1,00$$

Tabela 37: Vrednost faktorjev Γ

Model	Γ_y	Γ_x
EC8	1,30	1,28
JUS	1,29	1,25

Tabela 38: Vrednosti faktorjev a_u in b_u

						S [g]					
	Model	Oblika sile	Smer	Γ	$k_e = \frac{T^2}{4\pi^2}$	457	1000	10000	a_u	b_u	
						Meja porušitve in meja tečenja sistema	EC 8	Modalna	y	1,30	30,63
x	1,28	25,33	0,18	0,22	0,40				0,051	1,00	
Konstantna	y	1,30	35,24	0,21	0,26			0,47	0,037	1,00	
	x	1,28	49,33	0,25	0,31			0,56	0,026	1,00	
JUS	Modalna	y	1,29	9,27	0,11		0,13	0,24	0,139	1,00	
		x	1,25	20,67	0,16		0,20	0,36	0,060	1,00	
	Konstantna	y	1,29	12,71	0,13		0,16	0,28	0,101	1,00	
		x	1,25	22,17	0,17		0,21	0,38	0,056	1,00	
Meja omejitve poškodb	Model	Oblika sile	Smer	Γ	$k_e = \frac{T^2}{4\pi^2}$		457	1000	10000	a_u	b_u
	EC 8	Modalna	y	1,3	35,44		0,21	0,26	0,47	0,037	1,00
			x	1,28	30,98		0,20	0,24	0,44	0,041	1,00
		Konstantna	y	1,3	12,43		0,13	0,15	0,28	0,105	1,00
			x	1,28	25,01	0,18	0,22	0,40	0,051	1,00	
	JUS	Modalna	y	1,29	45,75	0,24	0,30	0,54	0,028	1,00	
			x	1,25	43,73	0,24	0,29	0,53	0,029	1,00	
		Konstantna	y	1,29	15,17	0,14	0,17	0,31	0,085	1,00	
			x	1,25	30,82	0,20	0,24	0,44	0,041	1,00	

3.5.4 Izračun potresnega tveganja

Sedaj imamo vse podatke, ki jih potrebujemo za dokončen izračun ocene potresnega tveganja P_f . Tveganje izračunamo ob upoštevanju točke 2.1 in enačb (7) do (11). Faktorji, ki nastopajo v izrazih, so bodisi predpostavljeni (njihove vrednosti se nahajajo v točki 2.1), bodisi izračunani (točka 3.5.2 in 3.5.3). Vrednosti P_f za posamezne primere se nahajajo v spodnji tabeli.

Tabela 39: Končne vrednosti potresnega tveganja brez upoštevanja nezanesljivosti

Model	Točka	Oblika sile	Smer	Brez upoštevanja nezanesljivosti $K_x=1$		
				P_f	Povratna doba [let]	P_f (v 50letih) [%]
EC8	Meja omejitvev poškodb	Modalna	y	9,4E-04	1067	4,6
			x	2,5E-02	40	71,7
		Konstantna	y	7,8E-05	12777	0,4
			x	1,7E-02	59	57,4
	Meja tečenja	Modalna	y	3,2E-04	3096	1,6
			x	2,0E-02	50	63,5
		Konstantna	y	1,8E-04	5588	0,9
			x	8,1E-02	12	98,6
	Meja porušitve	Modalna	y	6,0E-07	1657839	3,0E-03
			x	1,3E-04	7513	0,7
		Konstantna	y	1,1E-06	950704	5,3E-03
			x	6,5E-05	15431	0,3
JUS	Meja omejitvev poškodb	Modalna	y	4,8E-02	21	91,2
			x	1,2E-01	8	99,8
		Konstantna	y	1,4E-03	692	7,0
			x	5,0E-02	20	92,2
	Meja tečenja	Modalna	y	4,8E-04	2081	2,4
			x	2,8E-02	35	76,2
		Konstantna	y	6,3E-04	1592	3,1
			x	2,5E-02	40	71,8
	Meja porušitve	Modalna	y	3,9E-06	256192	2,0E-02
			x	5,7E-05	17443	0,3
		Konstantna	y	1,5E-05	66204	0,1
			x	3,1E-04	3194	1,6

($\sigma_{CR}=0.25$, $\sigma_{DR}=0.4$)

Tabela 40: Končne vrednosti potresnega tveganja z upoštevanjem nezanesljivosti

Model	Točka	Oblika sile	Smer	Upoštevanje Nezanesljivosti $K_x=1$		
				P_f	Povratna doba [let]	P_f (v 50letih) [%]
EC8	Meja omejitev poškodb	Modalna	y	1,1E-03	918	5,3
			x	2,9E-02	35	77,0
		Konstantna	y	9,1E-05	10997	0,5
			x	2,0E-02	51	62,9
	Meja tečenja	Modalna	y	3,8E-04	2664	1,9
			x	2,3E-02	43	69,0
		Konstantna	y	2,1E-04	4809	1,0
			x	9,4E-02	11	99,3
	Meja porušitve	Modalna	y	7,0E-07	1426915	3,5E-03
			x	1,5E-04	6467	0,8
		Konstantna	y	1,2E-06	818278	3,5E-03
			x	7,5E-05	13281	0,4
JUS	Meja omejitev poškodb	Modalna	y	5,5E-02	18	94,2
			x	1,4E-01	7	99,9
		Konstantna	y	1,7E-03	595	8,1
			x	5,8E-02	17	94,9
	Meja tečenja	Modalna	y	5,6E-04	1791	2,8
			x	3,3E-02	30	81,2
		Konstantna	y	7,3E-04	1370	3,6
			x	2,9E-02	34	77,1
	Meja porušitve	Modalna	y	4,5E-06	220507	2,3E-02
			x	6,7E-05	15014	0,3
		Konstantna	y	1,8E-05	56982	0,1
			x	3,6E-04	2749	1,8

($\sigma_{UT}=0.35$, $\sigma_H=0.3$, $\sigma_{CR}=0.25$, $\sigma_{DR}=0.4$)

Izračunano imamo potresno tveganje. Torej vemo kakšna je možnost, da se nam objekt poruši oz. da bo lastnik poslovne stavbe imel izgubo zaradi poškodb nosilnih elementov konstrukcije. Pri upoštevanju možnosti porušitve objekta, je vedno relevantna večja potresna nevarnost. Konstrukcije imajo namreč 3 dimenzije in zato nam nič ne pomaga, če je v eni smeri objekt nepoškodovan, v drugi smeri pa se poruši.

Drugače pa je seveda pri mejnem stanju omejitve poškodb. Tu je srednja letna verjetnost nastopa mejnega stanja relativno visoko – tudi do 14% (stavba JUS, smer x, modalna oblika obtežbe). To pa je že številka, ki bi se jo iz vidika možnosti finančnih izgub splačalo upoštevati pri gradnji novih oz. sanaciji starih objektov.

V vseh primerih je objekt precej bolj ranljiv v smeri x kot pa v smeri y. Temu primerno so višje tudi povratne dobe posameznega stanja konstrukcije. Zanimivo je, da so verjetnosti nastopa mejnega stanja omejitve poškodb večje v smeri povezja, kot pa v smeri momentnih okvirov. Pričakovali bi namreč, da so okvirji precej bolj podajni, kot pa povezje. Izkaže se, da se mejno stanje omejitve poškodb zgodi v prvi etaži, torej je relativni pomik prve etaže glede na temelje je tisti, ki povzroči mejno stanje omejitve poškodb. Če pa npr. primerjamo pomika na vrhu stavbe EC8 na meji omejitve poškodb za smer x in y vidimo, da je le ta večji v smeri y (0.13 m pri konstantni in 0.15 m pri modalni obliki obtežbe) kot v smeri x (0.08 m pri konstantni in 0.12 m pri modalni obliki obtežbe). Torej so momentni okvirji še vedno bolj podajni od vertikalnega povezja, vendar pa so zamiki etaž pri momentnih ovirih bolj enakomerni, kot pri centričnih vertikalnih povezjih. Neenakomernost zamikov etaž je vzrok za nižje povratne dobe oz. višje verjetnosti pojava mejnega stanja omejitve poškodb v smeri centričnih povezjih.

Zanimivo je dejstvo, da je potresno tveganje pri konstrukcijah z modalno obliko sile na meji tečenja večje kot pri konstantni obliki sile, na meji porušitve pa se situacija obrne. Slednje je najverjetneje posledica plastičnega mehanizma in prerazporeditve notranjih sil, ki se lažje izvede ob obliki sile, ki bolj posnema naravno obliko – modalna.

Pri izračunu potresnega tveganja je bila upoštevana nominalna vrednost tečenja materiala. Želeli smo namreč primerjati projektirano potresno odpornost (linearna elastična potresna analiza s spektri odziva) z odpornostjo, izračunano s pushover analizo. Prav zaradi slednjega nismo predpostavljali srednje vrednosti tečenja materiala, kot to predpostavlja SIST EN 1998. Če bi vzeli srednjo vrednost plastičnega tečenja oz. dejansko vrednost tečenja materiala (pri realnem objektu), bi bilo potresno tveganje temu primerno manjše.

Še enkrat opozarjamo, da zgornja primera služita le kot demonstracija metode in še zdaleč ne kot referenčni primer, ki bi ga lahko posplošili na vse obstoječe objekte. Poleg tega niso bile upoštevane togosti in nosilnosti spojev, temeljev, zemljine, za boljšo oceno pa bi bilo

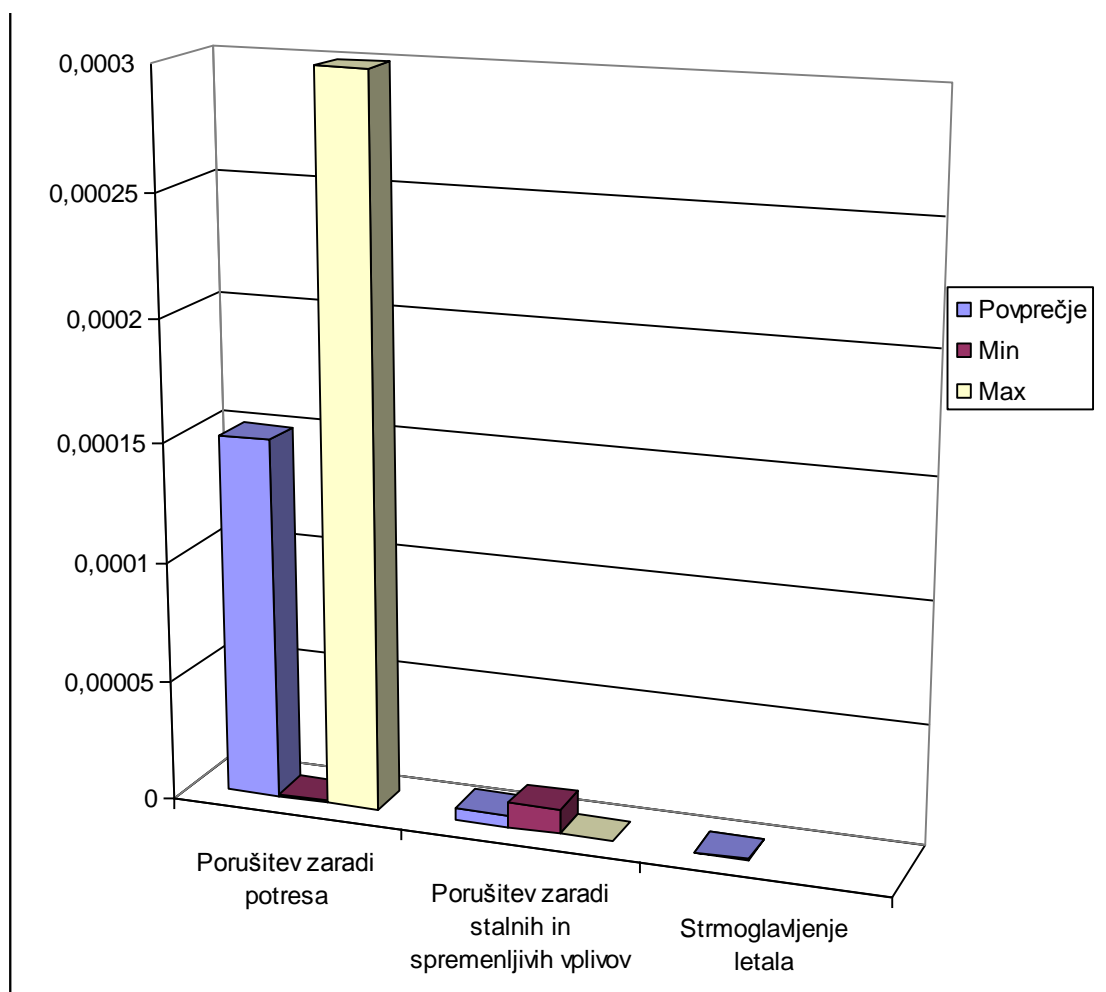
potrebno natančneje upoštevati tudi vpliv sovprežja, vpliv stopnic, sekundarnih elementov (fasade, predelne stene...). Metoda torej ponuja še veliko prostora za raziskovanje ocenjevanja potresnega tveganja.

4 ZAKLJUČEK

Izračunali smo verjetnosti pojava različnih mejnih stanj pri dveh primerih jeklenih konstrukcij. S stališča varnosti je seveda najbolj zanimiv podatek o verjetnosti porušitve objekta in primerjava z verjetnostjo pojava nekaterih drugih izrednih dogodkov. Izračunana verjetnost porušitve obravnavanih objektov je nekje med $6 \cdot 10^{-7}$ in $3 \cdot 10^{-4}$, v povratnih dobah pa to pomeni nekje med 1760000 in 2749 let. Na prvi pogled je to relativno dolga povratna doba, zaradi česar nam glede porušitve objekta niti ni potrebno skrbeti. Problem postane nekoliko bolj zaskrbljujoč, če te verjetnosti primerjamo z verjetnostjo pojava nekaterih drugih izrednih dogodkov. Verjetnost porušitve objekta oz. njegovega dela, ki bi bil posledica vpliva snega, vetra ali lastne obtežbe znaša nekje med $1 \cdot 10^{-7}$ in $1 \cdot 10^{-5}$ (SIST EN 1990). Torej je bolj verjetno, da se bo v enem letu pojavil potres, ki bo povzročil porušitev objekta, kot pa da se bo v dobi enega leta objekt porušil zaradi stalnih in spremenljivih vplivov.

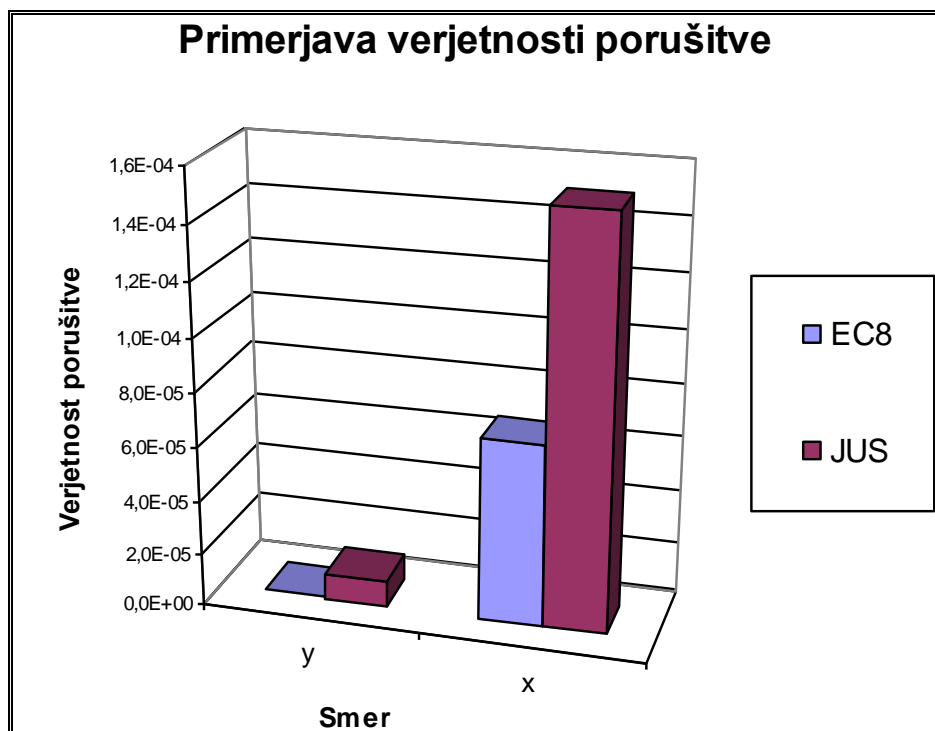
Druga ponazoritev, ki je morda še bolj nazorna, pa je primerjava z letalskimi nesrečami. Po nekaterih statističnih podatkih je verjetnost, da bomo strmoglavili z letalom, približno $1/9000000 = 1 \cdot 10^{-7}$ (Airline accident rates). Torej je večja verjetnost, da se nam bo v času enega leta objekt zaradi potresa porušil, kot pa da bomo pri enkratni uporabi letalskega prevoza doživeli strmoglavljenje letala.

Primerjava je lepo prikazana tudi v spodnjem grafu, kjer je vidna očitna razlika med verjetnostjo porušitve objekta zaradi potresa ter zaradi stalnih in spremenljivih vplivov. Verjetnost strmogavljenja letala v primeru enkratnega posluževanja letalskega prometa je tako majhna, da je v primerjavi s porušitvijo objekta komaj opazna.

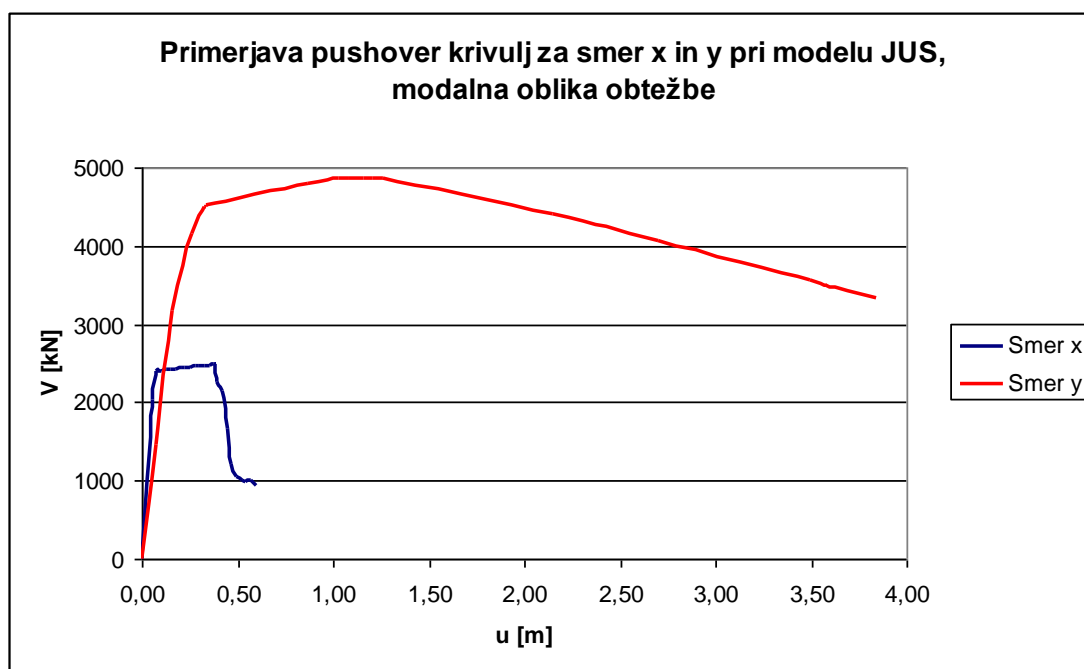


Grafikon 16: Razlike med verjetnostmi različnih izrednih dogodkov

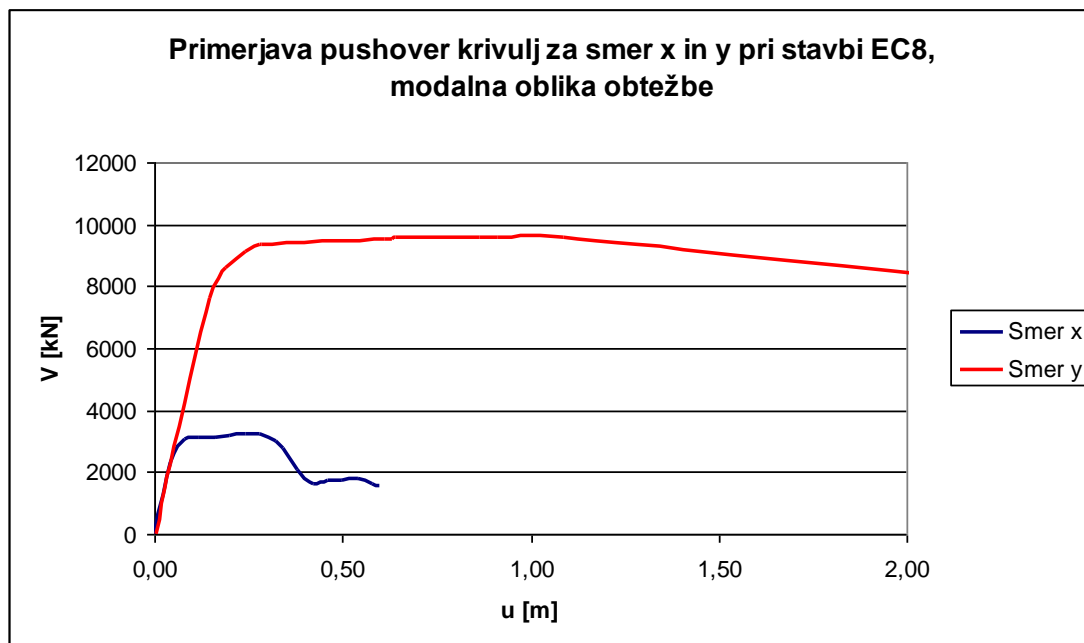
Drugi in še zdaleč nezanemarljiv vidik rezultatov, pa je dejstvo, da se obravnavani objekt na potres ne odziva homogeno. Verjetnosti nastopa izbranih mejnih stanj je v smeri x precej večje kot v smeri y. Slednje je v nasprotju z evrokodom, ki predvideva enak odziv oz. enako nosilnost objekta v vseh smereh. V realnosti so tako zahteve za momentne okvirje precej bolj konzervativne, kot pa za konstrukcijske sisteme s povezji. Pri obravnavanih objektih so merodajne povratne dobe za nastop posameznega mejnega stanja tiste, ki jih dobimo iz odpornosti v x smeri tj. smer, kjer je horizontalna nosilnost dosežena s pomočjo nateznega povezja. S tem se verjetnost nastopa izbranega mejnega stanja samo še poveča. Razlike verjetnosti porušitve ter razlike nosilnosti momentnega okvirja in nateznega povezja so vidne tudi na spodnjih grafih. Na grafu 17 je lepo vidna tudi razlika med verjetnostjo porušitve objekta EC8 in JUS.



Grafikon 17: Primerjava verjetnosti porušitve



Grafikon 18: Primerjava pushover krivulj za smer x in y pri stavbi JUS, modalna oblika obtežbe



Grafikon 19: Primerjava pushover krivulj za smer x in y pri stavbi EC8, modalna oblika obtežbe

Še nekoliko bolj zgovorne pa so povratne dobe mejnega stanja omejitve pomikov. Pri objektu JUS znašajo te samo 7 let, kar pomeni, da bi takšno mejno stanje z veliko verjetnostjo doživeli vsi ljudje. Če bi poškodbe nosilnih in nenosilnih elementov objekta pomenile npr. začasno zastavitev proizvodnje, bi bil podatek o verjetnosti nastopa takšnega mejnega stanja signal za pristop k potresni sanaciji oz. utrditvi objekta.

Postopek ocenjevanja potresnega tveganj, ki smo ga uporabili v tej nalogi, je poenostavljen, predpostavke pa so posledica pomanjkanja podatkov (σ_H , σ_{DR} , σ_{CR} , σ_{DU} , in σ_{CU}), pomanjkanja pravil glede modeliranja materialne nelinearnosti, numerično nestabilnega računa nelinearne dinamične analize, neupoštevanja stabilnosti pri nelinearni statični analizi, neupoštevanja togosti in nosilnosti spojev in podobno. Kljub temu so rezultati relativno zgovorni in pričajo o tem, da je potres pojav, ki ga v vsakdanjem življenju ne smemo kar zanemariti. Verjetnost porušitve in pa predvsem pojava poškodb je dejstvo, ki bi ga bilo tudi potrebno upoštevati pri gradnji in vzdrževanju zasebnih stanovanjskih objektov, zavarovanju premoženja, kot tudi pri vodenju podjetij, da bi tako čim bolj kontrolirali neposredne in posredne ekonomske izgube, ki lahko nastanejo zaradi vplivov potresa.

VIRI

Dolšek, M., 2002. Odziv armiranobetonskih okvirov s polnili med potresi. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG: 220 str.

Dolšek, M., 2004. Opis in primer nelinearne statične analize s programom SAP ali ETABS. Študijsko gradivo. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG: 20 str.

Dolšek, M., 2004. Vpliv potresnega tveganja pri investiranju (naložbenju) v delovne prostore. Seminarska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG: 17 str.

Dolšek, M., Fajfar, P., 2007. Simplified probabilistic seismic performance assessment of plan-asymmetric buildings. Earthquake engineering and structural dynamics, let. 36, iz. 13, 2021-2041 str.

Dolšek, M., 1998. Projektiranje jeklenih stavb v skladu z ENV-1998. Diplomska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG: 104

FEMA 356, 2000. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings.

Fajfar, P. Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi. Gradbeni vestnik., november 2002, let. 51, str. 302-315

Airline accident rates., <http://www.planecrashinfo.com/rates.htm>

SIST EN 1998-1, 2005. Projektiranje potresno odpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.

SIST EN 1998-3, 2005. Projektiranje potresno odpornih konstrukcij – 3. del: Ocena in prenova stavb.