

prof. dr. Tatjana Isaković, univ. dipl. inž. grad.

tatjana.isakovic@fgg.uni-lj.si

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo
Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo (IKPIR),
Jamova 2, Ljubljana



Znanstveni članek
UDK/UDC: 624.04.531.2

PROJEKTIRANJE ENOETAŽNIH ARMIRANOBETONSKIH MONTAŽNIH HAL PO NOVEM EVROKODU 8: 2. DEL – NOVI POSTOPEK ZA PROJEKTIRANJE PO METODI SIL DESIGN OF SINGLE-STORY REINFORCED CONCRETE PRECAST BUILDINGS ACCORDING TO NEW EUROCODE 8: PART 2 – NEW FORCE-BASED DESIGN PROCEDURE

Povzetek

V spremljajočem članku smo pokazali, da se lahko pri potresnem projektiranju montažnih enoetažnih armiranobetonskih hal rezultati ocene ključnih parametrov potresnega odziva, določenih z elastično in nelinearno analizo, razlikujejo tudi za več kot dvakrat. V tem nadaljevalnem članku smo naredili podrobno analizo teh razlik in izpeljali povezave med ključnimi količinami odziva.

Na osnovi izpeljanih relacij smo predlagali nov postopek za potresno projektiranje enoetažnih armiranobetonskih montažnih hal po metodi sil, katerega rezultati so primerljivi z nelinearno analizo. Predlagani postopek ustrezno korelira efektivno togost konstrukcij, zahtevano duktilnost, nosilnost in učinke teorije 2. reda ter odpravlja iteracije, ki so potrebne v metodi sil, takrat ko za te količine izberemo standardne vrednosti (50% togosti, ki ustreza bruto prečnemu prerezu, in faktor obnašanja $q = 3$).

Ključne besede: Evrokod 8 druge generacije, novi postopek za potresno projektiranje po metodi sil, projektiranje za vpliv potresne obtežbe, enoetažne armiranobetonske montažne hale, nelinearna potresna analiza.

Summary

The accompanying article demonstrated that, in the seismic design of single-story precast reinforced concrete buildings, the key seismic response parameters, assessed by elastic and nonlinear analyses, can differ by more than a factor of two. This follow-up article delves into these discrepancies, providing a comprehensive analysis and establishing relationships between the critical response quantities.

Using these derived relationships, a new force-based procedure for the seismic design of single-story precast reinforced concrete buildings is proposed, yielding results comparable to those from nonlinear analysis. This method effectively integrates the effective stiffness of the structure, the required strength/ductility, and second-order effects, while eliminating the need for iterative calculations typically required in the force-based approach when standard parameter values are used (e.g., 50% stiffness of the gross cross-section and a behaviour factor $q=3$).

Key words: second generation of Eurocode 8, new force-based seismic design procedure, seismic design, single-story precast reinforced concrete buildings, nonlinear seismic analysis.

1 UVOD

V spremljajočem članku (Isaković, 2025), kjer smo podali povzetek najpomembnejših zahtev pri potresnem projektiranju enoetažnih armiranobetonskih montažnih hal po novem standardu Evrokod 8 (EC8) [CEN 2024a, CEN 2024b], in sicer po metodi sil, smo s pomočjo nelinearne analize pokazali, da je lahko potresni odziv analiziranih konstrukcij bistveno drugačen od načrtovanega. Ugotovili smo, da so bili v večini analiziranih primerov (glejte opis konstrukcij v 3. poglavju spremljajočega članka Isaković, 2025) maksimalni pomiki približno dvakrat večji od tistih, ki so bili upoštevani pri projektiranju. Navkljub temu stabilnost konstrukcij ni bila ogrožena zaradi potresne obtežbe, saj smo ugotovili, da je tudi deformacijska kapaciteta analiziranih stebrov velika. Vendar se je izkazalo, da je lahko njihova stabilnost ogrožena pri navpični obtežbi, saj so bili v določenih primerih učinki teorije 2. reda nedopustno veliki.

V tem članku podrobno analiziramo razloge za velike razlike med elastično in nelinearno analizo. V ta namen smo najprej v 2. poglavju naredili pregled in analizirali povezave med osnovnimi količinami potresnega odziva enoetažnih montažnih hal, kot so efektivna togost, pomik na meji elastičnosti, faktor obnašanja (nosilnost), učinki teorije 2. reda. Izpeljave prikazanih enačbe smo predstavili v Dodatku.

V 3. poglavju smo te enačbe uporabili za oceno odziva konstrukcij, ki so bile projektirane po metodi sil, tako kot je prikazano v spremljajočem članku [Isaković, 2025], in jih primerjali z rezultati nelinearne analize.

V 4. poglavju predlagamo nov postopek projektiranja, ki omogoča projektiranje po metodi sil brez iteracij, saj temelji na enačbah, predstavljenih v 2. poglavju, s katerimi so osnovni parametri odziva že ustrezno korelirani. S ciljem, da pokažemo, da se tudi z metodo sil lahko dobro predvidi odziv, smo ponovno sprojektirali hale, ki so bile prikazane v spremljajočem članku in ki so bile originalno sprojektirane na tradicionalni način s poljubno izbranim faktorjem obnašanja $q = 3$ in poljubno določeno efektivno togostjo (50% togosti, ki ustreza bruto porečenemu prerezu). Za bolj nazorno primerjavo smo tudi v ponovljenem računu upoštevali enako geometrijo stebrov (vključno s dimenzijami prečnih prerezov) kot v prvi verziji (glej Isaković, 2025). V 4. poglavju podajamo tudi oceno odziva ponovno sprojektiranih hal, in sicer s pomočjo nelinearne potisne analize (N2-metode).

2 ZVEZE MED OSNOVNIMI KOLIČINAMI POTRESNEGA ODZIVA IN PRAVILO O ENAKOSTI POMIKOV

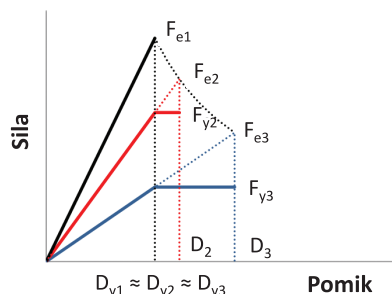
V nadaljevanju podajamo povzetek zvez med naslednjimi osnovnimi parametri potresnega odziva armiranobetonskih stebrov v enonadstropnih montažnih halah: ciljni pomik D_T (maksimalni pomik), projektni/ciljni povprečni zasuk stebra Δ_T , določen kot razmerje med D_T in višino stebra H , ustreza ciljna togost k_T , pomik na meji elastičnosti D_y , del faktorja obnašanja, ki upošteva sposobnost konstrukcije, da se plastično deformira in sipa potresna energija q_d , del faktorja obnašanja, ki upošteva dodatno nosilnost (angl. overstrength) iz različnih virov

q_o ($q_o = q_s \cdot q_R = 1.5$), efektivna togost izražena z redukcijo RS teoretične togosti, ki ustreza bruto prečnemu prerezu, koeficient θ [glej enačbo (7)], s katerim izrazimo P- Δ učinke, ter višina/širina h kvadratnega prečnega prereza stebra.

Vse prikazane enačbe in zveze ustrezajo konstrukcijam z daljšimi nihajnimi časi oziroma veljajo za konstrukcije, katerih nihajni časi so v področju spektra pospeškov, za katerega so značilne konstantne hitrosti. To velja za večino montažnih industrijskih hal, ki vsebujejo visoke in dokaj podajne stebre. Enačbe, ki jih prikazujemo in analiziramo v tem poglavju, so izpeljane v Dodatku.

2.1 Princip enakosti pomikov

Osnovni princip, ki ga običajno upoštevamo pri potresnem projektiranju na osnovi sil, je aksiom o enakosti pomikov konstrukcij, ki se odzivajo na potres nelinearno in elastičnega oscilatorja z enako efektivno togostjo in enakim nihajnim časom. V tej študiji smo ta princip upoštevali na standardni način tako, da smo predpostavili, da sta duktilnost za pomike μ_d in del faktorja obnašanja q_d enaka. Vendar smo to dopolnili s spoznanji iz literature [Priestley, Calvi, Kowalsky, 2007]. Upoštevali smo, da konstrukcijam z enakimi dimenzijami in različno upogibno nosilnostjo (upogibno armaturo) ustrezajo podobni pomiki na meji elastičnosti D_y in različne efektivne (začetne) togosti. Ta koncept je pojasnjen na sliki 1, na kateri prikazujemo princip o enakosti pomikov za eno in isto konstrukcijo pri treh različnih nosilnostih. V vseh primerih je D_y približno enak, zato se efektivna (začetna) togost zmanjšuje proporcionalno redukciji nosilnosti. Drugače povedano, efektivna (začetna) togost je odvisna od nosilnosti – manjša je nosilnost, manjša je tudi efektivna togost.



Slika 1. Princip enakosti pomikov pri enaki geometriji konstrukcije in pri različnih nosilnostih.

Iz tega sledi, da sta efektivna togost in nosilnost med sabo povezani in ju ne moremo naključno izbirati, kot to običajno počnemo pri postopku projektiranja po metodi sil, ko izberemo redukcijo teoretične togosti in faktor obnašanja. Takrat ko potresne sile bolj reduciramo, bo imela konstrukcija manjšo efektivno togost in bodo posledično njeni pomiki večji.

To seveda ne pomeni, da princip o enakosti pomikov ne velja. Še vedno bodo nelinearni pomiki konstrukcije enaki pomikom nekega elastičnega oscilatorja, ki ima enako efektivno togost. To je razvidno tudi s slike 1, kjer so maksimalni pomiki prikazani s polno in črtkano rdečo ali modro črto enaki. Glede na to lahko tudi predpostavimo, da bosta del faktorja obnašanja q_d in duktilnost za pomike μ_d približno enaka oziroma da je

redukcija potresnih sil približno enaka zahtevani duktilnosti konstrukcije.

2.2 Pomik na meji elastičnosti

Glede na sliko 1 lahko sklepamo, da je eden izmed ključnih parametrov potresnega odziva pomik na meji elastičnosti D_y . Izkaže se (glejte npr. literaturo [Priestley, Calvi, Kowalsky, 2007]), da lahko ta pomik oziroma ustrezno ukrivljenost na meji elastičnosti ϕ_y ocenimo le na osnovi geometrije stebra in deformacije jekla vzdolžne armature na meji elastičnosti ε_y . V armiranobetonskih konzolnih stebrih D_y lahko ocenimo kot:

$$D_y = \phi_y \frac{H^2}{3} = \frac{k\varepsilon_y H^2}{h \frac{3}}{3} = \theta_y \frac{H}{3} \quad (1)$$

Pri tem moramo poznati koeficient k , ki je odvisen od vrste konstrukcijskih elementov. V [Priestley, Calvi, Kowalsky, 2007] predlagajo za velike pravokotne stebre vrednost $k = 2,1$. Z analizo prečnih prerezov širokega nabora stebrov armiranobetonskih montažnih hal (glejte Isaković, 2025) in njihovih ukrivljenosti smo ugotovili, da je v teh primerih bolj primerna vrednost $k = 2,4$.

Z enačbo (1) smo določili teoretične vrednosti za pomike na meji elastičnosti, ki smo jih še dodatno povečali zaradi morebitnih izvlekov vzdolžne armature ob vpetju in strižnih razpok, ki v splošnem povečujejo podajnost stebrov. Na osnovi krajše parametrične študije smo ugotovili, da lahko zaradi teh vplivov teoretično vrednost ukrivljenosti na meji elastičnosti ϕ_y in pomik na meji elastičnosti D_y povečamo za približno 20%. Zato smo faktor k še dodatno povečali na $k = 2,9$.

2.3 Ciljna togost, ki ustreza maksimalno dovoljenem pomiku, faktor obnašanja in redukcija teoretične togosti

V nadaljevanju smo najprej določili ciljno togost k_T , ki ustreza maksimalno dovoljenem pomiku stebra D_T oziroma ustreznemu povprečnemu zasuku stebra Δ_T :

$$k_T = \frac{S_\beta^2 T_\beta^2 m}{4\pi^2 D_T^2} = \frac{S_\beta^2 T_\beta^2 m}{4\pi^2 \Delta_T^2 H^2} \quad (2)$$

Pri tem je m masa konstrukcije; S_β je karakteristična vrednost elastičnega spektra pospeškov (v prikazani študiji sta upoštevani dve vrednosti: 0,394 in 0,589 g) pri nihajnem času T_β (upoštevana je priporočena vrednost $T_\beta = 1$ s); H je višina stebra.

Ciljno togost k_T lahko dosežemo na različne načine, s stebri različnih dimenzij in nosilnosti, ki ustrezajo različnim vrednostim faktorja obnašanja q_D , tako kot je prikazano na sliki 2.

Vendar ko enkrat izberemo določene dimenzije konstrukcije, ne moremo več poljubno izbirati redukcije potresnih sil oziroma poljubno izbrati faktorja obnašanja q_D , saj je slednji odvisen od dimenzij, kot je razvidno iz enačbe 3:

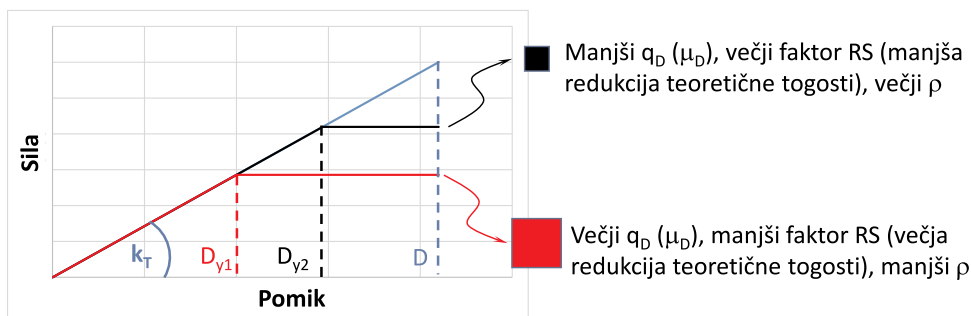
$$q_D = \frac{3\Delta_T h}{2,9\varepsilon_y H} \quad (3)$$

Iz enačbe 3 sledi, da je pri večjih prerezih stebra večji tudi faktor obnašanja oziroma so potresne sile bolj reducirane. To trditev lahko tudi obrnemo: pri večjih redukcijah potresnih sil rabimo preze večjih dimenzij. To na prvi pogled zveni povsem napačno, saj večja redukcija potresnih sil pomeni manjše potresne sile, kar naprej pomeni, da je potrebna manjša nosilnost. Za zagotovitev manjše nosilnosti pa lahko izberemo stebre manjših dimenzij. Vendar takšno sklepanje ne drži.

Pri tem je treba poudariti, da je pri določeni geometriji stebra in pripadajoči masi ciljna togost k_T točno določena (glejte enačbo 2), in sicer z osnovnim ciljem projektiranja, da ne presežemo maksimalno dovoljenega pomika. To pomeni, da bo pri večji redukciji potresnih sil q_D treba stebri zagotoviti manjši pomik na meji elastičnosti D_y (glejte sliko 2). To naprej pomeni, da dimenzije prečnega prereza stebra morajo biti večje, saj smo v poglavju 2.1 (glejte enačbo 1) pokazali, da je ta pomik obratno sorazmeren višini prečnega prereza.

Vendar pri takšni razlagi lahko pomislimo, da večje dimenzije prečnega prereza pomenijo tudi večjo togost oziroma kako lahko z različnimi dimenzijami stebra zagotovimo enako ciljno togost k_T . Odgovor je v tem, da ta togost ni teoretična togost, ki ustreza bruto prečnemu prerezu, pač pa efektivna oziroma reducirana togost, ki predstavlja le določen del teoretične togosti. Potem lahko naprej sklepamo, da bo redukcija teoretične togosti različna v primeru prečnih prerezov različnih dimenzij. Pri večjih stebrih bo redukcija togosti večja in obratno pri manjših prerezih se bo teoretična togost manj zmanjšala.

Podobno kot faktor obnašanja q_D tudi efektivne togosti ne moremo poljubno izbirati. Tudi ta je, kot vidimo, odvisna od dimenzij stebra. Redukcijo teoretične togosti lahko predstavimo s faktorjem RS , ki predstavlja razmerje med efektivno in teoretično togostjo. Manjši je ta faktor, večja je redukcija togosti. Faktor RS lahko izračunamo na dva načina:



Legenda. μ_D = duktilnost za pomike, RS = redukcija teoretične togosti, ρ = delež armiranja

Slika 2. Ciljna togost k_T in princip enakosti pomikov.

$$RS = \frac{H}{h^4 E_c \Delta_T^2} \frac{S_\beta^2 T_\beta^2 m}{\pi^2} \quad (4)$$

$$RS = \left(\frac{3}{2,9 \varepsilon_y} \right)^4 \frac{\Delta_T^2}{H^3 q_d^4 E_c} \frac{S_\beta^2 T_\beta^2 m}{\pi^2} \quad (5)$$

Pri tem je E_c modul elastičnosti betona. Iz enačbe (4) je razvidno, da držijo predhodne trditve. Redukcija teoretične togosti je večja pri večjih dimenzijah prereza stebra h .

Enačbi (4) in (5) lahko uporabimo v primeru kvadratnih stebrov. Ko so stebri pravokotni, je treba h^4 v enačbi (4) nadomestiti z $c \cdot h^4$, kjer je $c = b/h$ razmerje med širino b in višino h prečnega prereza. Izraz v enačbi (5) je treba v primeru pravokotnih prerezov deliti s c . Bolj splošne enačbe za pravokotne stebre so izpeljane v dodatku.

2.4 Projektni upogibni moment in P-Δ učinki

Upogibni moment M_y , ki ustreza pomiku na meji elastičnosti D_y , lahko določimo kot:

$$M_y = \frac{2,9 \varepsilon_y}{12 h \Delta_T^2} \frac{S_\beta^2 T_\beta^2 m}{\pi^2} H \quad (6)$$

Iz enačbe je razvidno, da je pri večjem ciljnim povprečnem zasuku Δ_T in večjem prečnem prerezu stebra h upogibni moment M_y manjši. To tudi pomeni, da je zahtevana nosilnost manjša. To naprej pomeni, da bo v stebrih večjih prerezov treba zagotoviti manj upogibne armature. To tudi pomeni, da bodo upogibni momenti v stebrih z manjšimi dimenzijami večji, kar določa minimalne dimenzije stebra, saj se z večanjem upogibnih obremenitev povečuje tudi količina vzdolžne armature. Pri premajhnih dimenzijah bo ta količina preseгла zgornjo dovoljeno mejo, ki zagotavlja potrebno duktilnost prereza ali pa bo to armaturo težko vgraditi.

V splošnem imajo vse konstrukcije določeno dodatno nosilnost (angl. overstrength), ki jo pri projektiranju upoštevamo z ustreznim delom faktorja obnašanja $q_o = q_R q_s$, za katerega smo pri projektiranju obravnavanih stebrov po metodi sil (glejte Isaković, 2025) upoštevali vrednost 1,43, ki je določena v standardu EC8-1-2 [CEN 2024b]. V nadaljnjih analizah, prikazanih v tem članku, smo ta koeficient nekoliko povečali na vrednost 1,5, saj se je to bolj ujemalo z rezultati nelinearne analize, uje ma pa se bolje tudi z ostalimi zahtevami standarda EC8-1-1 [CEN 2024a] in EC8-1-2, ki ravno tako predpisujeta 1,5 kot minimalno vrednost produkta $q_R q_s$.

Stebri v montažnih armiranobetonskih halah so običajno visoki in vitki. Posledično so pogosto podvrženi pomembnim učinkom teorije 2. reda (P-Δ učinki). Ti učinki so pri projektiranju omejeni s pomočjo koeficienta θ :

$$\theta = \frac{P_{tot} d_{r,SD}}{q_R q_s V_{tot} H} \quad (7)$$

V zgornji enačbi sta P_{tot} in V_{tot} navpična sila zaradi stalne obtežbe in vodoravna sila zaradi potresnega vpliva (ko obravnavamo tipičen steber v armiranobetonskih halah, sta ti dve sili osna in strižna sila v stebri); $d_{r,SD}$ je projektna vrednost maksimalnega pomika na vrhu stebra pri mejnem stanju velikih poškodb SD (angl. significant damage limit state); ostale količine so bile opisane na začetku 2. poglavja.

Ko je koeficient θ manjši od 0,2, lahko P-Δ učinke upoštevamo na poenostavljen način, tako da upogibne momente pomnožimo s faktorjem $1/(1-\theta)$. Ko pri tem upoštevamo še dodatno nosilnost s faktorjem q_o , dobimo vrednost projektnega upogibnega momenta, s katerim določimo potrebno upogibno armaturo:

$$M_d = \frac{M_y}{q_o(1-\theta)} \quad (8)$$

Za analizirani tip stavb lahko koeficient θ določimo kot:

$$\theta = \frac{\Delta_T^3 H^2}{\min(D_y; D_T)^g} \frac{4\pi^2}{S_\beta^2 T_\beta^2} \quad (9)$$

Pri tem je g gravitacijski pospešek; $\min(D_y; D_T)$ je manjši izmed pomika na meji elastičnosti D_y in ciljnega (maksimalnega) pomika D_T . Slednji je lahko manjši od D_y , takrat ko je odziv pretežno elastičen in se ne doseže meja elastičnosti.

3 OCENA ODZIVA NA OSNOVI IZPELJANIH ZVEZ MED OSNOVNIMI PARAMETRI ODZIVA IN PRIMERJAVA Z NELINEARNO POTISNO ANALIZO

Enačbe, ki smo jih predstavili v 2. poglavju, smo uporabili za oceno osnovnih parametrov odziva stavb, predstavljenih v spremljajočem članku [Isaković, 2024]. Na osnovi dimenzij stebrov, podanih v preglednicah 2 in 3 spremljajočega članka, smo ocenili vrednosti maksimalnega pomika D_{EST} , maksimalnega povprečnega zasuka Δ_{EST} , pomika na meji elastičnosti $D_{y,EST}$, povprečnega zasuka na meji elastičnosti $\Delta_{y,EST}$, dela faktorja obnašanja q_{EST} , ki je približno enak zahtevani duktilnosti za pomike μ_{EST} , redukcijski faktor RS za efektivno togost in koeficient θ_{EST} , ki opisuje P-Δ učinke. Te smo primerjali z enakovrednimi količinami, določenimi z nelinearno potisno analizo (N2-metodo [Fajfar, 2021]), ki imajo namesto oznake EST v indeksu oznako NA. Primerjava je za dve intenziteti potresnega vpliva ($S_\beta = 0,394$ in $0,589$ g) prikazana v preglednicah 1 in 2.

Vse zgoraj naštetne količine smo primerjali tudi z vrednostmi, upoštevanimi pri projektiranju (glejte spremljajoči članek Isaković, 2025). Te vrednosti so bile naslednje: maksimalni pomiki D_T so bili omejeni na 2% višine stebra (vrednosti so prikazane v prvi vrstici preglednic 1 in 2), del faktorja obnašanja q_o je znašal 2,1, pomik na meji elastičnosti $D_{y,d}$, ki ustreza q_d , je prikazan v preglednicah 1 in 2, redukcijski faktor RS je v vseh primerih znašal 0,5, koeficient θ je znašal 0,109, 0,152 in 0,196 v 5, 7 in 9 m stebrih pri manjši intenziteti potresnega vpliva, pri večji intenziteti pa je bil 0,049, 0,068, 0,088. Vsi stebri so bili sprojektirani tako, kot dopušča standard, in sicer tako, da osnovni parametri odziva niso bili med sabo ustrezno korelirani. To bi sicer lahko dosegli z iteracijami, a standard tega ne zahteva.

Iteracijam se lahko izognemo, če pri projektiranju po metodi sil uporabimo enačbe iz 2. poglavja. To dokazujeta tudi preglednici 1 in 2, kjer se vse analizirane količine potresnega odziva (indeks EST) dokaj dobro ujemajo z rezultati nelinearne analize (indeks NA).

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
D_T [cm]	10,0	14,0	18,0	10,0	14,0	18,0	10,0	14,0	18,0
D_{NA} [cm]	18,1	28,8	41,7	17,4	26,1	39,7	16,4	25,6	37,2
D_{EST} [cm]	17,8	28,3	40,1	17,1	27,0	38,3	16,4	26,0	36,8
Δ_{NA}	0,036	0,041	0,046	0,035	0,037	0,044	0,033	0,037	0,041
Δ_{EST}	0,036	0,040	0,045	0,034	0,039	0,043	0,033	0,037	0,041
D_{yd} [cm]	4,8	6,7	8,6	4,8	6,7	8,6	4,8	6,7	8,6
D_{yNA} [cm]	15,6	24,7	37,6	14,4	22,7	33,6	13,3	22,0	31,8
D_{yEST} [cm]	15,1	27,2	42,5	13,9	24,8	38,8	12,9	23,1	35,7
Δ_{yNA}	0,031	0,035	0,042	0,029	0,032	0,037	0,027	0,031	0,035
Δ_{yEST}	0,030	0,039	0,047	0,028	0,035	0,043	0,026	0,033	0,040
μ_{NA}	1,16	1,17	1,11	1,21	1,15	1,18	1,23	1,16	1,17
$q_{DEST} = \mu_{EST}$	1,18	1,04	0,94	1,23	1,09	0,99	1,28	1,13	1,03
RS_{NA}	0,147	0,114	0,092	0,171	0,143	0,106	0,188	0,150	0,116
RS_{EST}	0,152	0,119	0,100	0,178	0,134	0,114	0,188	0,144	0,119
θ_{NA}	0,20	0,37	0,57	0,20	0,30	0,57	0,18	0,29	0,50
θ_{EST}	0,19	0,31	0,46	0,19	0,29	0,42	0,18	0,28	0,40

Preglednica 1. Primerjava osnovnih parametrov odziva, določenih pri projektiranju z nelinearno analizo in enačbami, prikazanimi v 2. poglavju ($S_\beta = 0,394$ g).

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
D_T [cm]	10,0	14,0	18,0	10,0	14,0	18,0	10,0	14,0	18,0
D_{NA} [cm]	16,7	26,5	37,1	15,8	24,8	36,2	15,0	24,8	35,6
D_{EST} [cm]	16,1	25,6	36,2	15,3	24,4	34,6	14,9	23,6	33,2
Δ_{NA}	0,033	0,038	0,041	0,032	0,035	0,040	0,030	0,035	0,040
Δ_{EST}	0,032	0,037	0,040	0,031	0,035	0,038	0,030	0,034	0,037
D_{yd} [cm]	4,8	6,7	8,6	4,8	6,7	8,6	4,8	6,7	8,6
D_{yNA} [cm]	13,3	21,9	30,8	12,3	20,2	29,6	11,6	19,2	28,1
D_{yEST} [cm]	12,4	22,3	34,6	11,2	20,3	31,7	10,5	18,9	29,2
Δ_{yNA}	0,027	0,031	0,034	0,025	0,029	0,033	0,023	0,027	0,031
Δ_{yEST}	0,025	0,032	0,038	0,022	0,029	0,035	0,021	0,027	0,032
μ_{NA}	1,26	1,21	1,20	1,28	1,23	1,22	1,29	1,29	1,27
$q_{DEST} = \mu_{EST}$	1,30	1,15	1,04	1,37	1,20	1,09	1,41	1,25	1,14
RS_{NA}	0,177	0,137	0,115	0,196	0,160	0,126	0,226	0,160	0,127
RS_{EST}	0,189	0,146	0,121	0,208	0,165	0,139	0,230	0,177	0,145
θ_{NA}	0,08	0,14	0,22	0,08	0,13	0,22	0,07	0,14	0,21
θ_{EST}	0,08	0,12	0,18	0,07	0,12	0,17	0,07	0,11	0,16

Preglednica 2. Primerjava osnovnih parametrov odziva, določenih pri projektiranju z nelinearno analizo in enačbami, prikazanimi v 2. poglavju ($S_\beta = 0,589$ g).

To pa ne velja za rezultate originalnega postopka projektiranja. Opazimo, da so (kot je bilo že ugotovljeno v spremljajo-

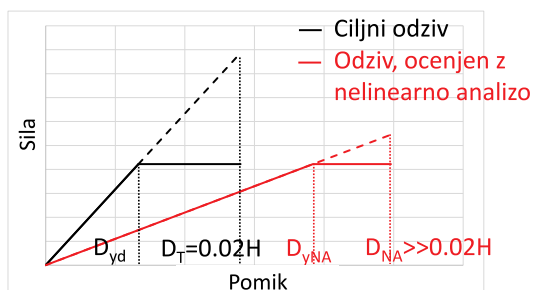
čem članku) maksimalni pomiki D_T približno dvakrat manjši od »dejanskih« (D_{NA} in D_{EST}), faktor obnašanja $q_D = 2,1$ pa približno

dvakrat večji od »dejanskih« vrednosti (μ_{NA} in q_{DEST}), določenih z nelinearno analizo in enačbami iz 2. poglavja. S primerjavo vrednosti RS v preglednicah 1 in 2 (RS_{NA} in RS_{EST}) z $RS = 0,5$, upoštevane pri projektiranju, ugotovimo, da so »dejanske« vrednosti približno pol manjše, kar pomeni, da je efektivna togost bistveno manjša od tiste, upoštevane pri projektiranju.

Po drugi strani so »dejanski« P- Δ učinki (θ_{NA} in θ_{EST}) približno dvakrat večji kot tisti, upoštevani pri projektiranju. V 7 in 9 m visokih stebrih, obremenjenih s šibkejšim od dveh upoštevanih potresnih vplivov, ti učinki celo presežejo dovoljene vrednosti (koeficient θ preseže maksimalno dovoljeno vrednost 0,3). Šibkejši potresni vpliv je glede P- Δ učinkov bolj neugoden, ker je nosilnost stebrov manjša kot v primeru močnejšega potresa, navpična obtežba in ciljni pomik pa enaka.

Ker je bil pri projektiranju faktor obnašanja q_D precej precenjen, je bil pomik $D_{y,d}$ na meji elastičnosti zelo podcenjen v primerjavi z »dejanskim« pomikom na meji elastičnosti $D_{y,NA}$. Zato je tudi »dejanska« efektivna togost bila bistveno manjša od ciljne togosti, upoštevane pri projektiranju. Posledično je maksimalni pomik D_{NA} in ustrezen povprečni zasuk Δ_{NA} bil približno dvakrat večji od ciljnega (maksimalno dovoljenega).

Te ugotovitve so prikazane na sliki 3. Ciljni odziv je prikazan s črno, »dejanski« odziv, ocenjen z nelinearno analizo, pa z rdečo. Vidimo, da je »dejanski pomik $D_{y,NA}$ bistveno večji od $D_{y,d}$, efektivna togost pa bistveno manjša (rdeča črta je bistveno bolj položna kot črna). S slike 3 je razvidno, da je tudi redukcija potresnih sil bistveno manjša od načrtovane.



Slika 3. Ciljni in »dejanski« odziv.

V vseh primerih, ko poznamo dimenzije stebrov, pri njihovem projektiranju pa poljubno izberemo faktor obnašanja q_D in ciljni pomik D_T , maksimalni pomik, ki ga v takšnem stebru lahko pričakujemo, lahko določimo z naslednjo enačbo (izpeljana je v Dodatku):

$$D = \sqrt{D_T \mu_D D_{y,act}} = \sqrt{D_T q_D D_{y,act}} \quad (10)$$

Zgornjo enačbo lahko uporabljamo na splošno tudi za druge vrste konstrukcijskih elementov in konstrukcij. Pri tem je q_D del faktorja obnašanja, ki je enak μ_D duktilnosti za pomike, $D_{y,act}$ je dejanski pomik na meji elastičnosti, ki ustreza izbrani geometriji konstrukcijskega elementa ali konstrukcije. Za obravnavne vrste stebrov $D_{y,act}$ lahko ocenimo z enačbo (1). Za ostale vrste konstrukcijskih elementov in konstrukcije najdemo priporočila v [Priestley, Calvi, Kowalsky, 2007].

V zgornji enačbi bo maksimalni pomik D enak ciljnemu pomiku D_T , le takrat, ko bo produkt $q_D \cdot D_{y,act}$ enak D_T . To bo izpolnjeno

le, če sta pri projektiranju q_D in D_y ustrezno korelirana (glejte enačbi (1) in (3)). Ko v enačbi (10) upoštevamo podatke, ki smo jih upoštevali pri projektiranju obravnavnih stebrov ($q_D = 2,1$, $D_T = 0,02 H$) in D_y ocenimo z enačbo (1) (glejte $D_{y,EST}$ v preglednicah 1 in 2), dobimo vrednost maksimalnega pomika stebrov D_{EST} , ki je podobna tisti, določeni z nelinearno analizo D_{NA} (glejte preglednici 1 in 2). Pri tem je treba omeniti, da smo pri računu količin, predstavljenih v preglednicah 1 in 2, upoštevali povprečno vrednost za mejo elastičnosti jekla B500 $f_{ysm} = 1,15$ $f_{ys} = 1,15 \cdot 500 \text{ MPa} = 575 \text{ MPa}$, ki ji ustreza deformacija na meji elastičnosti $\epsilon_{sy} = f_{ysm}/E_S = 575 \text{ MPa}/200.000 \text{ MPa} = 0,288 \%$ (E_S je modul elastičnosti jekla).

Če povzamemo prikazane rezultate, lahko sklepamo, da je razlika med odzivom, ki smo ga predpostavili pri projektiranju, in »dejanskim« odzivom, ocenjenim z nelinearno analizo, predvsem posledica neustrezno koreliranih osnovnih parametrov odziva pri projektiranju. Zato je dejanska togost bistveno manjša od ciljne togosti, upoštevane pri projektiranju, nosilnost stebrov pa premajhna. Posledično so »dejanski« maksimalni pomiki bistveno večji od ciljnih pomikov, upoštevanih pri projektiranju. Zaradi velikih pomikov so tudi P- Δ učinki mnogo večji od načrtovanih.

Treba pa je poudariti, da je že v spremljajočem članku bilo ugotovljeno, da navkljub nepričakovano velikim pomikom stabilnost analiziranih stavb zaradi same potresne obtežbe ni bila ogrožena, saj je njihova deformacijska kapaciteta dokaj velika, kar je že bilo poročano v literaturi [npr. v člankih Fischinger, Zoubek, Isaković, 2014; Kramar, Isaković, Fischinger, 2010]. Vendar je lahko stabilnost ogrožena zaradi navpične obtežbe pri velikih P- Δ učinkih.

Glede na dokaj veliko deformacijsko kapaciteto bi lahko dovoljene maksimalne pomike analiziranega tipa stebrov tudi povečali, saj je že v prej omenjeni literaturi bilo ugotovljeno, da takšni stebri stečejo pri 3% povprečnem zasuku. Pri tem pa je treba opozoriti, da so lahko pri takšnih pomikih ogroženi fasadni paneli, še zlasti navpični, predvsem zaradi razmeroma majhne deformacijske kapacitete najpogosteje uporabljenih stikov z nosilno konstrukcijo [Zoubek, Fischinger, Isaković, 2016]. Za takšne stike je lahko že 2% povprečni zasuk velik izziv. Ko je deformacijska kapaciteta stikov presežena, fasadni paneli padejo in lahko zaradi razmeroma velike mase povzročijo poleg velike materialne škode tudi človeške žrtve. Zato jih je treba pred padcem zavarovati. Rešitvi sta lahko dve: a) uporaba stikov z večjo deformacijsko kapaciteto [na primer stiki, predstavljeni v Menichini, Del Monte, Orlando, Vignoli, 2020] ali b) namestitev posebej projektiranih varoval, ki preprečijo padce in se aktivirajo šele po tem, ko primarni stiki z nosilno konstrukcijo odpovedo [Zoubek, Fischinger, Isaković, 2018].

4 NOVI POSTOPEK ZA POTRESNO PROJEKTIRANJE ENOETAŽNIH ARMIRANOBETONSKIH MONTAŽNIH HAL PO METODI SIL

S ciljem, da odpravimo velike razlike med potresnim odzivom, ocenjenim pri projektiranju, in »dejanskim«, določenim z nelinearno analizo, smo določili nov postopek za projektiranje enoetažnih armiranobetonskih montažnih hal na osnovi sil

in pri tem uporabili enačbe, predstavljene v 2. poglavju, ki so izpeljane v Dodatku. Korake predlaganega postopka projektiranja povzemamo v poglavju 4.1. Projektiranje stavb, ki so bile prvotno obravnavne na tradicionalni način v spremljajočem članku [Isaković, 2025], smo ponovili, upoštevajoč novi postopek projektiranja. Rezultati so prikazani v poglavju 4.2. Tudi v tem primeru smo upoštevali dve intenziteti potresnega vpliva. Glede na ugotovitve predhodnega odstavka smo pri projektiranju upoštevali maksimalni pomik med 3 in 4 % višine stebrov. Potresni odziv tako sprojektiranih hal smo v poglavju 4.3 ocenili z nelinearno analizo (N2-metodo).

4.1 Opis postopka

Korak 1: Prečne prereze stebrov izberemo tako, da upoštevamo določen ciljni pomik D_T (ciljni povprečni zasuk Δ_T), in redukcijo togosti, ki ustreza bruto prerezu RS . Priporočene vrednosti RS so v razponu od 0,1 do 0,25 [glejte enačbo (4)]. Treba je upoštevati, da manjša vrednost RS pomeni večje dimenzije stebra in manjši delež upogibne armature.

Korak 2: Za izbrani prerez z enačbo (1) določimo pomik na meji elastičnosti D_y . Pri tem upoštevamo deformacijo jekla na meji elastičnosti $\epsilon_{sy} = f_{sm}/E_S$, kjer je f_{sm} povprečna vrednost napetosti jekla na meji elastičnosti in E_S modul elastičnosti jekla.

Korak 3: Določimo zahtevano duktilnost za pomike $\mu_D = D_T/D_y$, kjer je D_T ciljni pomik in D_y pomik na meji elastičnosti, določen v 2. koraku. Določimo del faktorja obnašanja q_D , s katerim upoštevamo sposobnost konstrukcije, da se plastično deformira in sipa potresna energija, in sicer kot $q_D = \mu_D$, in pri tem upoštevamo princip enakosti pomikov.

Korak 4: Določimo koeficient θ z enačbo (9), s katerim ocenimo P- Δ učinke, in z enačbo (5) dodatno preverimo vrednost RS .

Korak 5: Projektni moment M_d lahko izračunamo neposredno z enačbami (6), (8) in (9) in pri tem upoštevamo, da znaša del faktorja obnašanja, ki se nanaša na dodatno nosilnost $q_o = 1,5$. Alternativno lahko najprej z enačbo (2) določimo ciljno togost k_T . Nato izračunamo ustreznih nihajni čas T in pospešek $S_r(T)$ v projektnem/reduciranem spektru pospeškov (elastični spekter pospeškov reduciramo s faktorjem $q = q_D \cdot q_o$). V naslednjem koraku določimo reducirano prečno silo $V_r = S_r(T) \cdot m$, kjer je m pripadajoča masa stebra. Potem izračunamo projektni upogibni moment kot $M_d = V_r H / (1 - \theta)$, kjer je H višina stebra in θ koeficient, s katerim upoštevamo P- Δ učinke po enačbi (9). Pri tem upoštevamo, da takšen postopek lahko uporabljamo le, dokler je $\theta \leq 0,2$. Če je ta koeficient večji, je treba učinke teorije 2. reda določiti bolj natančno.

4.2 Osnovni parametri odziva hal, projektiranih po novem postopku

Hale, ki smo jih predstavili v spremljajočem članku [Isaković, 2025], smo ponovno sprojektirali s postopkom, prikazanim v poglavju 4.1, in sicer za isti dve intenziteti potresnega vpliva ($S_\beta = 0,394$ in $0,589$ g) kot pri prvotnem projektiranju. Za primerjavo smo v vseh primerih upoštevali enake dimenzije stebrov kot v [Isaković, 2024]. Glede na to, da analizirane konstrukcije stečejo pri dokaj velikih pomikih, ki presegajo mejo 2 % višine stebra H , smo pri ponovnem projektiranju upoštevali ciljni pomik, ki je enak 3 % H . Pri večji intenziteti potresa smo vse stebre sprojektirali tudi tako, da smo upoštevali tudi ciljni pomik 4 % H . Rezultati projektiranja z novim postopkom so predstavljeni v preglednicah 3-5.

Ko povečamo ciljni pomik, se pričakovano zmanjšata ciljna togost in zahtevana nosilnost. To je razvidno iz primerjave preglednic 4 in 5. Ko je ciljni pomik povečan s 3 % H na 4 % H , je povečan q_D in zmanjšan RS (manjša efektivna togost). Posledično je

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
m [t]	40	40	40	60	60	60	80	80	80
D_y [cm]	15,1	27,2	42,5	13,9	24,8	38,8	12,9	23,1	35,7
D [cm]	15,0	21,0	27,0	15,0	21,0	27,0	15,0	21,0	27,0
q_D	0,99	0,77	0,64	1,08	0,85	0,70	1,17	0,91	0,76
q_o	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
q	1,49	1,16	0,95	1,62	1,27	1,04	1,75	1,36	1,13
RS	0,215	0,215	0,219	0,231	0,221	0,229	0,226	0,222	0,220
θ	0,117	0,163	0,210	0,126	0,163	0,210	0,136	0,163	0,210
M_d [kNm]	383	521	670	535	711	918	668	884	1127
N_d [kN]	392	392	392	589	589	589	785	785	785
k_T [kN/m]	673	343	208	1009	515	311	1345	686	415
T [s]	1,53	2,14	2,76	1,53	2,14	2,76	1,53	2,14	2,76
V_r [kN]	68	62	59	93	85	81	115	106	99
μ [%]	2,36	2,36	2,80	2,36	2,45	2,78	2,45	2,40	2,48

Preglednica 3. Projektiranje na upogib po predlaganem postopku pri ciljnem pomiku 3 % H in manjšo intenziteto potresnega vpliva ($S_\beta = 0,394$ g).

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
m [t]	40	40	40	60	60	60	80	80	80
D_y [cm]	12,4	22,3	34,6	11,2	20,3	31,7	10,5	18,9	29,2
D [cm]	15,0	21,0	27,0	15,0	21,0	27,0	15,0	21,0	27,0
q_b	1,21	0,94	0,78	1,34	1,03	0,85	1,42	1,11	0,92
q_o	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
q	1,81	1,41	1,17	2,01	1,55	1,28	2,14	1,67	1,39
RS	0,218	0,217	0,217	0,218	0,224	0,228	0,226	0,224	0,220
θ	0,063	0,073	0,094	0,070	0,076	0,094	0,074	0,081	0,094
M_d [kNm]	664	862	1064	906	1180	1461	1140	1474	1797
N_d [kN]	392	392	392	589	589	589	785	785	785
k_T [kN/m]	1503	767	464	2255	1151	696	3007	1534	928
T [s]	1,02	1,43	1,84	1,02	1,43	1,84	1,02	1,43	1,84
V_r [kN]	124	114	107	168	156	147	211	193	181
μ [%]	2,08	2,11	2,21	2,04	2,20	2,44	2,26	2,28	2,08

Preglednica 4. Projektiranje na upogib po predlaganem postopku pri ciljnim pomiku 3% H in večjo intenziteto potresnega vpliva ($S_\beta = 0,589$ g).

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
m [t]	40	40	40	60	60	60	80	80	80
D_y [cm]	12,4	22,3	34,6	11,2	20,3	31,7	10,5	18,9	29,2
D [cm]	20,0	28,0	36,0	20,0	28,0	36,0	20,0	28,0	36,0
q_b	1,61	1,25	1,04	1,78	1,38	1,14	1,90	1,48	1,23
q_o	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
q	2,42	1,88	1,56	2,68	2,07	1,70	2,85	2,22	1,85
RS	0,123	0,122	0,122	0,123	0,126	0,128	0,127	0,126	0,124
θ	0,150	0,163	0,174	0,166	0,179	0,190	0,176	0,192	0,206
M_d [kNm]	411	537	656	568	748	919	721	943	1153
N_d [kN]	392	392	392	589	589	589	785	785	785
k_T [kN/m]	846	431	261	1269	647	392	1691	863	522
T [s]	1,37	1,91	2,46	1,37	1,91	2,46	1,37	1,91	2,46
V_r [kN]	70	64	60	95	88	83	119	109	102
μ [%]	1,05	1,08	1,18	0,98	1,11	1,17	1,05	1,14	1,08

Preglednica 5. Projektiranje na upogib po predlaganem postopku pri ciljnim pomiku 4% H in večjo intenziteto potresnega vpliva ($S_\beta = 0,589$ g).

zmanjšani zahtevani procent armiranja z upogibno armaturo μ . Ta je pol manjši kot v primeru ciljnega pomika enakega 3% H .

Treba je tudi pripomniti, da je pri določenem ciljnim pomiku zahtevani odstotek armiranja μ v vseh stebrih praktično enak ne glede na njihove dimenzije. Manjše razlike nastopijo predvsem zaradi P- Δ učinkov. Pri ciljnim pomiku, ki je enak 3% H , je pri manjši intenziteti potresnega vpliva μ približno 2,5%, pri

večji intenziteti pa 2,2%. Če pri projektiranju upoštevamo ciljni pomik enak 4% H in močnejši potresni vpliv ($S_\beta = 0,589$ g), se potreben μ prepolovi na približno 1,1%.

Ko primerjamo rezultate novega postopka projektiranja s tradicionalnim (glejte poglavje 3.3.1 v Isaković, 2024), opazimo, da je potreben odstotek armiranja opazno večji pri novem postopku, čeprav je ciljni pomik povečan. To je še dodaten dokaz,

da je s tradicionalnim postopkom projektiranja potrebna nosilnost bila močno podcenjena. Pri ponovljenem projektiranju se je odstotek armiranja praktično podvojil.

Del faktorja obnašanja q_d je bistveno manjši kot pri tradicionalnem postopku projektiranja, kjer smo upoštevali $q_d = 2,1$. Pri ciljnim pomiku 3% H in šibkejši izmed dveh obravnavnih potresnih intenzitet je bil q_d skoraj v vseh primerih manjši od 1. Pri močnejšem potresnem vplivu se je njegova vrednost povečala predvsem v krajših stebrih. Ko je povečan še ciljni pomik na 4% H , bil je v vseh stebrih q_d večji od 1.

Ko želimo povečati faktor q_d (redukcijo potresnih sil), je treba povečati dimenzije stebra (glejte enačbo 3). Posledično se bosta zmanjšali tako efektivna togost (RS) kot tudi potrebna armatura (upogibna nosilnost). Nasprotno, ko zmanjšamo dimenzije stebra, bodo potresne sile manj reducirane, kar pomeni, da bo treba zagotoviti večji odstotek armiranja z upogibno armaturo. Če bodo dimenzije prereza premajhne, bo zahtevana količina upogibne armature postala nesprejemljivo velika.

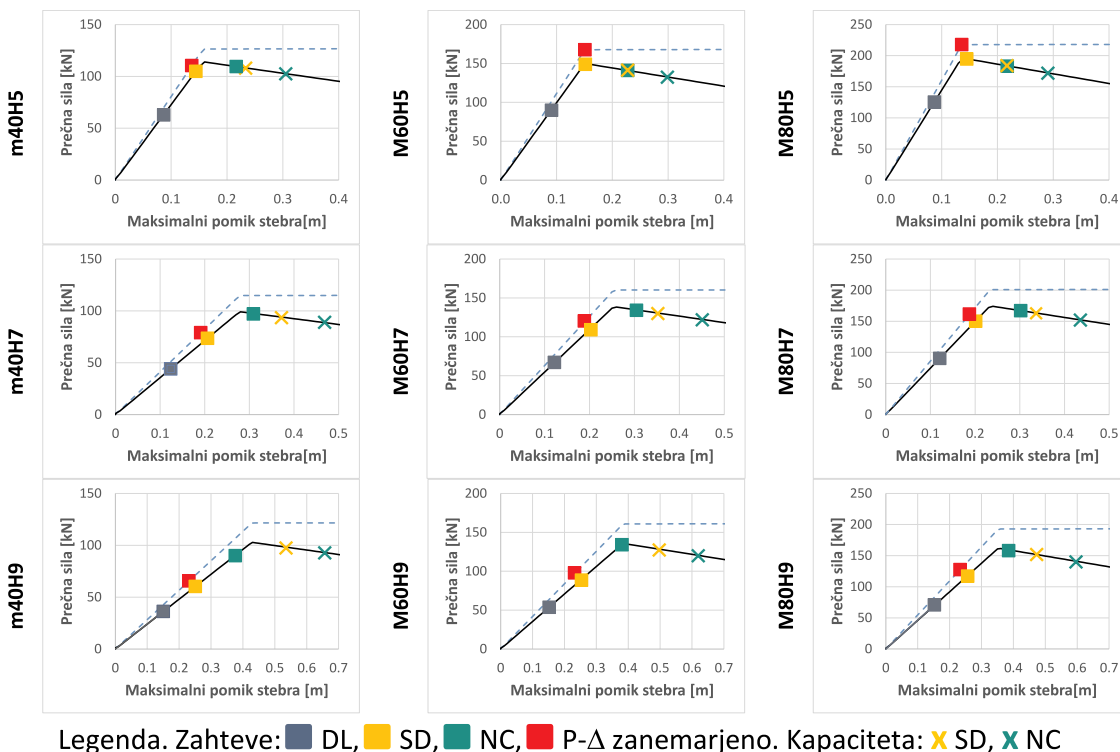
Armiranobetonske montažne hale običajno vsebujejo dokaj podajne stebre, zato je pomembno, da omejimo tudi učinke teorije 2. reda. To lahko dosežemo tako, da omejimo vrednosti koeficienta θ (enačba (9)). Kot smo že omenili, prikazani postopek lahko uporabljamo le, če ta koeficient ni večji od 0,2. Pri večjih vrednostih θ je treba narediti bolj natančno analizo. V nobenem primeru pa θ ne sme preseči vrednosti 0,3.

4.3 Evalvacija odziva z nelinearno potisno analizo

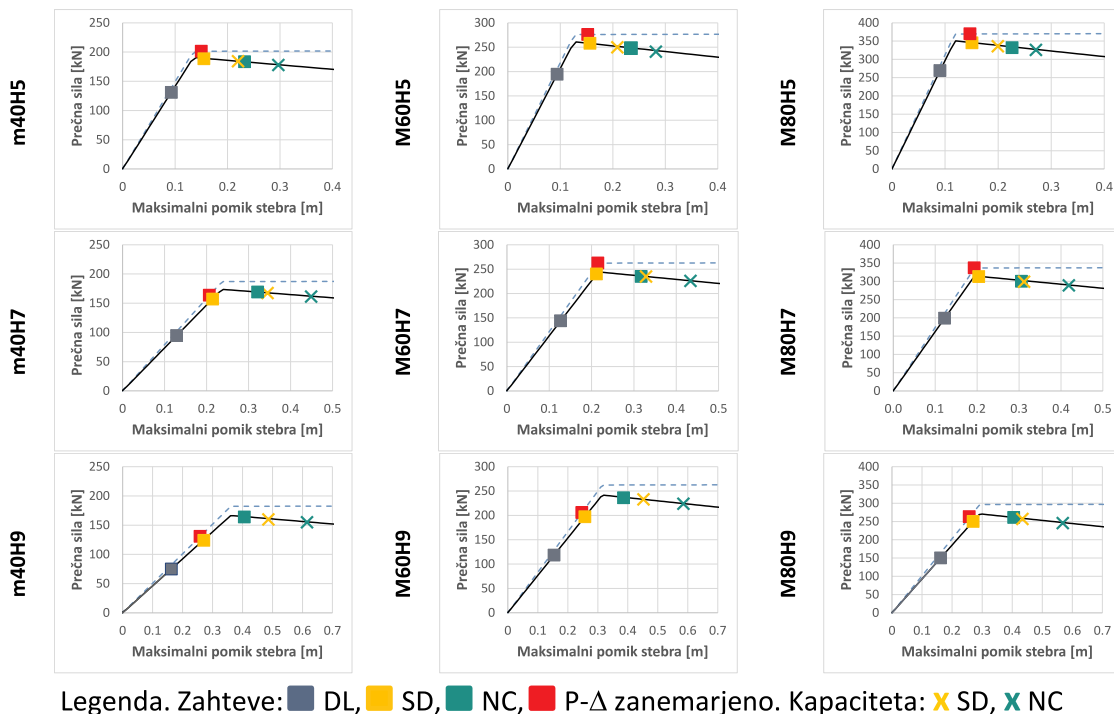
Potresni odziv stavb, katerih projektiranje je prikazano v poglavju 4.2, je bil ocenjen z N2-metodo (nelinearno statično analizo). Nelinearni odziv vseh obravnavanih stavb je prikazan na slikah 4–6. Pomen oznak in prikazanih črt je enak kot v spremljajočem članku. S polnimi črtami so predstavljeni rezultati analiz, v katerih so upoštevani vplivi teorije 2. reda, s črkanimi pa rezultati analiz, kjer so ti vplivi zanemarjeni. S kvadrati so predstavljene potresne zahteve, in sicer rumen kvadrat ustreza SD, zelen NC in moder DL mejnemu stanju. Z rdečim kvadratom so prikazane potresne zahteve, kjer so zanemarjeni vplivi teorije 2. reda. S križi sta prikazani kapaciteti. Rumeni križ predstavlja kapaciteto, ki ustreza SD mejnemu stanju, zeleni pa NC mejnemu stanju. Pri računu kapacitet smo upoštevali delna varnostna faktorja 1,55 za NC in 1,35 za SD-stanje, in sicer tako, kot je pojasnjeno v poglavju 2.6 spremljajočega članka [Isaković, 2025].

Razvidno je, da je v vseh primerih maksimalni pomik, ki ustreza SD-stanju, približno enak maksimalnemu pomiku, ki je bil upoštevan pri projektiranju. Pri projektiranju so bile upoštevane vrednosti 15, 21 in 27 cm v 5, 7 in 9 m stebrih pri ciljnim pomiku 3% H . Ko je upoštevan ciljni pomik 4% H , so bili ti pomiki 20, 28 in 36 cm.

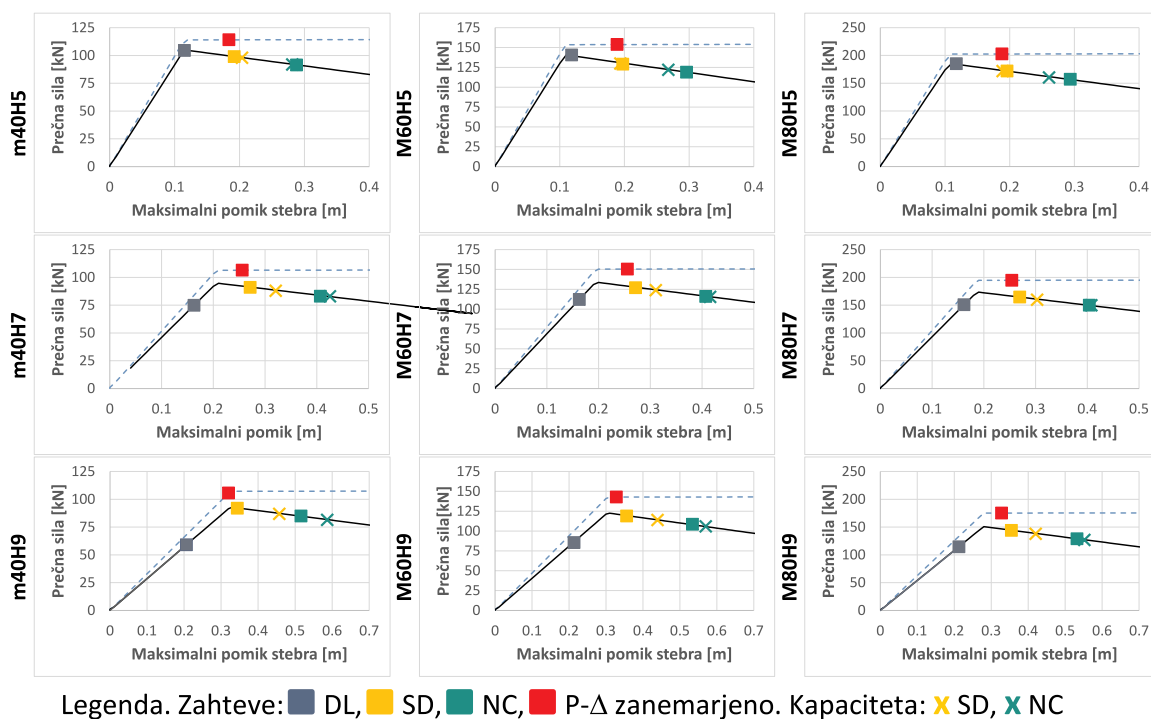
Tudi preglednice 6–8 potrjujejo dobro ujemanje med projektiranjem in nelinearno analizo. V teh preglednicah so primerjeni maksimalni povprečni zasuki Δ , ustrezne nosilnosti F_d , redukcije teoretične togosti RS in koeficienti θ . Indeks E pomeni, da je vrednost določena na osnovi elastične analize v fazi projektiranja, indeks N pa, da je vrednost določena z nelinearno analizo. Večina rezultatov se ne razlikuje za več kot 5%. Pri posameznih vrednostih so odstopanja nekoliko večja, vendar ne presegajo 15%.



Slika 4. Rezultati N2-metode: polne črte predstavljajo odziv z upoštevanimi P-Δ učinki; črčkane črte odziv, brez teh učinkov; šibkejši potresni vpliv ($S_b = 0,394 g$) in 3% ciljni povprečni zasuk.



Slika 5. Rezultati N2-metode: polne črte predstavljajo odziv z upoštevanimi P-Δ učinki; črtkane črte odziv, brez teh učinkov; močnejši potresni vpliv ($S_{\beta} = 0,589 \text{ g}$) in 3% ciljni povprečni zasuk.



Slika 6. Rezultati N2-metode: polne črte predstavljajo odziv z upoštevanimi P-Δ učinki; črtkane črte odziv, brez teh učinkov; močnejši potresni vpliv ($S_{\beta} = 0,589 \text{ g}$) in 4% ciljni povprečni zasuk.

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
Δ_E	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030
Δ_N	0,029	0,029	0,028	0,030	0,029	0,028	0,029	0,029	0,029
$F_{\Delta E}$ [kN]	101	72	56	140	108	84	173	144	112
$F_{\Delta N}$ [kN]	105	73	60	149	109	89	195	150	117
RS_E	0,215	0,215	0,219	0,231	0,221	0,229	0,226	0,222	0,220
RS_N	0,230	0,223	0,219	0,225	0,236	0,227	0,225	0,226	0,214
θ_E	0,117	0,163	0,210	0,126	0,163	0,210	0,136	0,163	0,210
θ_N	0,108	0,157	0,181	0,120	0,157	0,188	0,117	0,151	0,191

Preglednica 6. Osnovni parametri odziva: primerjava med nelinearno analizo in novim postopkom projektiranja pri šibkejšem izmed dveh upoštevanih potresnih vplivov ($S_{\beta} = 0,394$ g) in ciljnem pomiku 3% H.

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
Δ_E	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030
Δ_N	0,031	0,031	0,030	0,031	0,030	0,029	0,030	0,029	0,030
$F_{\Delta E}$ [kN]	187	161	125	253	234	188	317	290	251
$F_{\Delta N}$ [kN]	189	157	124	258	240	197	345	313	250
RS_E	0,218	0,217	0,217	0,218	0,224	0,228	0,226	0,224	0,220
RS_N	0,200	0,208	0,215	0,200	0,220	0,252	0,224	0,237	0,220
θ_E	0,063	0,073	0,094	0,070	0,076	0,094	0,074	0,081	0,094
θ_N	0,065	0,076	0,095	0,071	0,074	0,085	0,069	0,073	0,094

Preglednica 7. Osnovni parametri odziva: primerjava med nelinearno analizo in novim postopkom projektiranja pri močnejšem izmed dveh upoštevanih potresnih vplivov ($S_{\beta} = 0,589$ g) in ciljnem pomiku 3% H.

Stavba	m40H5	m40H7	m40H9	m60H5	m60H7	m60H9	m80H5	m80H7	m80H9
Δ_E	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040
Δ_N	0,038	0,039	0,038	0,040	0,039	0,040	0,039	0,039	0,039
$F_{\Delta E}$ [kN]	105	96	90	142	132	124	178	163	153
$F_{\Delta N}$ [kN]	99	91	92	129	127	119	172	165	144
RS_E	0,123	0,122	0,122	0,123	0,126	0,128	0,127	0,126	0,124
RS_N	0,133	0,130	0,133	0,126	0,134	0,131	0,133	0,136	0,127
θ_E	0,150	0,163	0,174	0,166	0,179	0,190	0,176	0,192	0,206
θ_N	0,152	0,167	0,163	0,180	0,180	0,196	0,179	0,184	0,215

Preglednica 8. Osnovni parametri odziva: primerjava med nelinearno analizo in novim postopkom projektiranja pri močnejšem izmed dveh upoštevanih potresnih vplivov ($S_{\beta} = 0,589$ g) in ciljnem pomiku 4% H.

5 SKLEPI

V spremljajočem članku smo pokazali, da se lahko potresni odziv enoetažnih armiranobetonskih montažnih stavb, ki so bile projektirane s standardnim postopkom po metodi sil, kjer upoštevamo faktor obnašanja $q = 3$ in efektivno togost enako polovični teoretični togosti, bistveno razlikuje od načrtovane-

ga. V splošnem bi v takšnih primerih morali pri projektiranju na osnovi sil narediti več iteracij, s katerimi bi ustrezno korelirali osnovne parametre odziva, kot so maksimalni pomiki, nosilnost, efektivna togost, P- Δ učinki.

Iteracijam se lahko izognemo, če pri projektiranju uporabimo novi postopek projektiranja na osnovi ciljnega pomika po me-

todi sil, ki smo ga predlagali v članku. Ta postopek temelji na enačbah, s katerimi smo ustrezno povezali osnovne parametre odziva. V 2. poglavju članka podajamo pregled teh enačb, njihovo izpeljavo pa prikazujemo v dodatku. Potresni odziv stavb, projektiranih po novem postopku, smo ocenili z nelinearno potresno analizo, in ugotovili, da se rezultati obeh metod dobro ujemajo.

Predlagani postopek projektiranja lahko uporabimo tudi pri projektiranju z računalniškimi programi, in sicer za oceno potrebnih dimenzij stebrov, in jih ustrezno koreliramo s faktorjem obnašanja, efektivno togostjo in P-Δ učinki.

Z analizo pomembnih parametrov odziva smo ugotovili, da je pomik na meji elastičnosti eden ključnih parametrov, ki vplivajo na razmerje med nosilnostjo in efektivno togostjo. Ta pomik lahko ocenimo na osnovi priporočil iz literature, ki smo jih v obravnavanih konstrukcijah nekoliko prilagodili zahtevam novega EC8. Ugotovili smo, da bo običajna vrednost efektivne togosti (50% togosti, ki ustreza bruto prerezu), ki jo upoštevamo pri projektiranju, primerna le v zelo omejenem številu primerov. Glede na to, da so osne sile v obravnavanih stebrih običajno majhne, bo pri njihovem projektiranju bolj primerne efektivna togost, ki znaša 10 – 25% togosti, ki ustreza bruto prerezu. Tudi faktor obnašanja bo velikokrat manjši od maksimalno dovoljenega.

Ugotovili smo tudi, da bi lahko bil maksimalni dovoljeni pomik obravnavnega tipa stebrov tudi večji od 2% njihove višine, saj je njihova deformacijska kapaciteta dokaj velika. Pri tem pa je treba poudariti, da lahko to negativno vpliva na odziv fasadnih panelov in njihovih stikov z glavno konstrukcijo. Namreč že trenutna omejitev maksimalnih pomikov stebrov predstavlja pogosto izziv za običajne vrste stikov, s katerimi pritrjujemo panele, še zlasti v primeru navpičnih panelov.

6 LITERATURA

CEN 2024a FprEN 1998-1-1:2024. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules and seismic action 1. European Committee for Standardization (CEN); 2024.

CEN 2024b prEN1998-1-2_draft_post-ENQ_48th_meeting:2024. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-2: Buildings. European Committee for Standardization (CEN); 2024.

Fajfar P. The Story of the N2 Method. CSI, IAEE; 2021.

Fischinger M, Zoubek B, Isakovic T. Seismic response of precast industrial buildings. In: Ansal A, ed. Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology. Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering. Springer; 2014:131-177.

Isaković T. Projektiranje enoetažnih armiranobetonskih montažnih hal po novem Evrokodu 8: 1. Del - povzetek projektiranja po metodi sil in njegova ocena z N2 metodo; Gradbeni vestnik; 2025.

Kramar M, Isakovic T, Fischinger M. Seismic collapse risk of precast industrial buildings with strong connections. Earthq Eng Struct Dyn. 2010;39(8):847-868.

Menichini G, Del Monte E, Orlando M, Vignoli A. Out-of-plane capacity of cladding panel-to-structure connections in one-story R/C precast structures. Bull Earthquake Eng. 2020;18:6849-6882.

Priestley MJN, Calvi GM, Kowalsky MJ. Displacement-Based Seismic Design of Structures. IUSS Press; 2007.

Zoubek B, Fischinger M, Isaković T. Cyclic response of hammer-head strap cladding-to-structure connections used in RC precast building. Engineering structures. 2016, 119:135-148.

Zoubek B, Fischinger M, Isakovic T. Seismic response of short restrainers used to protect cladding panels in RC precast buildings. J Vib Control. 2018;24(4):645-658.

DODATEK: ZVEZE MED RAZLIČNIMI PARAMETRI POTRESNEGA ODZIVA

Zveza med ciljno togostjo k_T in ciljnim pomikom D_T oziroma ciljnim povprečnim zasukom Δ_T [enačba (2)]

$$k_T = \omega^2 m; D_T = \frac{S_e(\Gamma)}{\omega^2}; k_T^2 = \frac{S_e(\Gamma)^2}{D_T^2} m^2 = \frac{S_{\beta}^2 T_{\beta}^2 m^2}{T^2 D_T^2} = \frac{S_{\beta}^2 T_{\beta}^2 m^2}{4\pi^2 \frac{m}{k_T} D_T^2} = \frac{S_{\beta}^2 T_{\beta}^2 k_T m}{4\pi^2 D_T^2}$$

$$k_T = \frac{S_{\beta}^2 T_{\beta}^2 m}{4\pi^2 D_T^2} = \frac{S_{\beta}^2 T_{\beta}^2 m}{4\pi^2 \Delta_T^2 H^2}$$

Zveza med dimenzijami stebra, redukcijo togosti, ki ustreza bruto prečnemu prerezu RS, in ciljnim povprečnim zasukom Δ_T [enačba (21) v Isaković, 2025 in (4)]

$$k_T = \frac{3E_c RS I_c}{H^3} = \frac{S_{\beta}^2 T_{\beta}^2 m}{4\pi^2 \Delta_T^2 H^2}; I_c = \frac{S_{\beta}^2 T_{\beta}^2 m H}{12\pi^2 RS E_c \Delta_T^2} = \frac{c h^4}{12}$$

($c = \frac{b}{h}$; for square columns $c = 1$)

$$h = \sqrt[4]{\frac{S_{\beta}^2 T_{\beta}^2 m H}{c RS \pi^2 E_c \Delta_T^2}}; RS = \frac{H}{c h^4 E_c \Delta_T^2} \frac{S_{\beta}^2 T_{\beta}^2 m}{\pi^2}$$

Zveza med faktorjem obnašanja q_D , dimenzijami stebra in ciljnim povprečnim zasukom stebra Δ_T [enačba (3)]

$$D_y = \phi_y \frac{H^2}{3} = \frac{2,9\epsilon_y H^2}{h^3}; q_D = \frac{D_T}{D_y} = \Delta_T H \frac{3h}{2,9\epsilon_y H^2}$$

$$q_D = \frac{3 \Delta_T h}{2,9\epsilon_y H}$$

Zveza med redukcijo togosti, ki ustreza bruto prečnemu prerezu RS, faktorjem obnašanja q_D in ciljnim povprečnim zasukom Δ_T [enačba (5)]

$$RS = \frac{H}{c h^4 E_c \Delta_T^2} \frac{S_{\beta}^2 T_{\beta}^2 m}{\pi^2} = \frac{1}{c \left(\frac{2,9\epsilon_y H q_D}{3 \Delta_T}\right)^4} \frac{H}{E_c \Delta_T^2} \frac{S_{\beta}^2 T_{\beta}^2 m}{\pi^2}$$

$$RS = \left(\frac{3}{2,9\epsilon_y}\right)^4 \frac{\Delta_T^2}{c q_D^4 E_c H^3} \frac{S_{\beta}^2 T_{\beta}^2 m}{\pi^2}$$

Moment na meji elastičnosti M_y [enačba (6)]

$$M_y = k_T D_y H = \frac{S_{\beta}^2 T_{\beta}^2 m}{4\pi^2 \Delta_T^2 H^2} \frac{2,9\epsilon_y H^2}{h^3} H$$

$$M_y = \frac{2,9\epsilon_y S_{\beta}^2 T_{\beta}^2 m}{12h\Delta_T^2} \frac{H}{\pi^2}$$

Zveza med koeficientom θ , ki predstavlja učinke teorije 2. reda, pomikom na meji elastičnosti D_y in ciljnim povprečnim zasukom Δ_T [enačba (9)]

$$\theta = \frac{P_{tot} D_T}{q_R q_S V_{tot} H} = \frac{mg \Delta_T H}{V_y H} = \frac{mg \Delta_T}{D_y k_T} = \frac{mg \Delta_T}{D_y} \frac{4\pi^2 \Delta_T^2 H^2}{S_\beta^2 T_\beta^2 m}$$

$$\theta = \frac{\Delta_T^3 H^2}{D_y} g \frac{4\pi^2}{S_\beta^2 T_\beta^2}$$

Zveza med dimenzijami stebra in koeficientom θ , ki predstavlja učinke teorije 2. reda [enačba (22) v Isaković, 2025]

$$\theta = \frac{P_{tot} D_T}{q_R q_S V_{tot} H} = \frac{mg q D_y}{q_R q_S k_T D_y H} = \frac{mg q}{k_T H q_R q_S} = \frac{mg}{\frac{3 RS E_c c h^4}{12 H^3} q_R q_S} = \frac{4 mg H^2 q}{RS E_c c h^4 q_R q_S}$$

$$h = \sqrt[4]{\frac{4 mg H^2 q}{RS E_c c \theta q_R q_S}} = \sqrt[4]{\frac{4 mg H^2}{RS E_c c \theta} q_d}$$

Reducirana prečna sila in projektni upogibni moment [enačbi (23) in (24) v Isaković, 2025]

$$V_r = k_T \frac{\Delta_T H}{q} = \frac{S_\beta^2 T_\beta^2 m}{4\pi^2 \Delta_T^2 H^2} \frac{\Delta_T H}{q}$$

$$V_r = \frac{S_\beta^2 T_\beta^2 m}{4\pi^2 \Delta_T H q}$$

$$M_d = V_r H = \frac{S_\beta^2 T_\beta^2 m}{4\pi^2 \Delta_T q}$$

Zveza med maksimalnim pomikom D , ciljnim pomikom D_T , dimenzijami stebra (pomikom na meji elastičnosti D_y) in poljubno izbranim faktorjem obnašanja q_D [Eq. (10)]

Sila na meji elastičnosti, ki ustreza ciljnemu pomiku D_T , ciljni togosti k_T , in poljubno izbranim q_D :

$$V_y = \frac{S_\beta^2 T_\beta^2 m}{4\pi^2 D_T q_D}$$

Dejanska togost, ki ustreza V_y in pomik na meji elastičnosti $D_{y,act}$, ki ustreza izbranim dimenzijam stebra:

$$k_{act} = \frac{V_y}{D_{y,act}} = \frac{S_\beta^2 T_\beta^2 m}{4\pi^2 D_T q_D D_{y,act}}$$

Elastična prečna sila $V_{e,act}$ ki ustreza dejanski togosti k_{act} in ustreznemu nihajni čas T_{act} :

$$V_{e,act} = \frac{S_\beta T_\beta}{T_{act}} m = \frac{S_\beta T_\beta}{2\pi \sqrt{\frac{m}{k_{act}}}} m$$

Dejanski maksimalni pomik:

$$D_{act} = \frac{V_{e,act}}{k_{act}} = \frac{S_\beta T_\beta}{2\pi \sqrt{\frac{m}{k_{act}}}} m \frac{1}{k_{act}} = \frac{S_\beta T_\beta}{2\pi} \sqrt{\frac{m}{k_{act}}} = \frac{S_\beta T_\beta}{2\pi} \sqrt{\frac{m 4\pi^2 D_T q_D D_{y,act}}{S_\beta^2 T_\beta^2 m}} =$$

$$\frac{S_\beta T_\beta}{2\pi} \frac{2\pi}{S_\beta T_\beta} \sqrt{D_T q_D D_{y,act}}$$

$$D_{act} = \sqrt{D_T q_D D_{y,act}}$$

Seznam oznak v Dodatku:

- c Razmerje med širino in višino prečnega prereza stebra ($c = b/h$)
- D_{act} Dejanski maksimalni pomik, ki ustreza izbranim dimenzijam stebra/konstrukcijskega elementa (ustrezno povezanimi z $D_{y,act}$), izbranemu D_T in poljubno izbranemu q_D
- D_T Ciljni pomik (maksimalni pomik)
- D_y Pomik na meji elastičnosti ($D_y = D_T/q_D$)
- $D_{y,act}$ Dejanski pomik na meji elastičnosti, ki ustreza izbranim dimenzijam stebra (ali kakšnega drugega konstrukcijskega elementa)
- E_c Modul elastičnosti betona
- g Gravitacijski pospešek
- H Višina stebra
- h Višina prečnega prereza stebra
- I_c Vztrajnostni moment prečnega prereza stebra
- k_{act} Dejanska togost, ki ustreza določeni nosilnosti (V_y) in $D_{y,act}$
- k_T Ciljna togost
- M_d Projektni upogibni moment
- M_y Upogibni moment na meji elastičnosti
- m Pripadajoča masa stebra
- P_{tot} Navpična obtežba stebra
- q Faktor obnašanja ($q = q_D q_R q_S$)
- q_D Komponenta faktorja obnašanja, ki upošteva sposobnost konstrukcije, da se plastično deformira in sipa potresno energijo.
- q_R Komponenta faktorja obnašanja, ki upošteva dodatno nosilnost (angl. »overstrength«) zaradi prerazporeditev potresnih vplivov v statično nedoločenih konstrukcijah
- q_S Komponenta faktorja obnašanja, ki upošteva dodatno nosilnost (angl. »overstrength«) pri prerazporeditvah potresnih vplivov zaradi vseh drugih vplivov, ki jih ne upošteva q_R
- RS Redukcija teoretične togosti, ki ustreza bruto prečnemu prerezu
- $S_e(T)$ Pospešek v elastičnem spektru pospeškov, ki ustreza nihajnemu času T
- S_β Pospešek v elastičnem spektru pospeškov, ki ustreza nihajnemu času T_β
- T Nihajni čas stebra
- T_{act} Dejanski nihajni čas, ki ustreza k_{act}
- T_β Karakteristični nihajni čas, ki določa obliko elastičnega spektra pospeškov v področju z daljšimi nihajnimi časi. V vseh primerih je bila upoštevana privzeta vrednost $T_\beta = 1$ s
- $V_{e,act}$ Nereducirana/elastična prečna sila ob vpetju stebra
- V_r Reducirana prečna sila ob vpetju stebra
- V_{tot} Prečna obtežba stebra
- V_y Sila na meji elastičnosti, ki ustreza ciljnemu pomiku D_T , ciljni togosti k_T in poljubno izbranim q_D
- ΔT Ciljni povprečni zasuk ($\Delta T = D_T/H$)
- ϵ_y Deformacija jekla na meji elastičnosti
- ω Krožna frekvenca