

9 RAČUNSKI PRIMER

V tem delu bomo predstavili glavne faze računskega postopka, s katerim preverimo končno mejno stanje zidane konstrukcije na območju, ki je izpostavljeno potresni nevarnosti. Prikazali jih bomo na primeru stanovanjskega bloka, ki je bolj ali manj tipičen za našo gradbeno prakso. Tloris je povzet po načrtih dejanskega objekta, etažnost pa je prilagojena namenu prispevka. V prikazanem primeru se ne bomo spuščali v projektiranje vodoravnih nosilnih elementov, ki prenašajo navpično obtežbo z upogibom (stropne konstrukcije, preklade, stopnišča, strešna konstrukcija in podobno). Izpustili bomo tudi preverjanje temeljev ter druge podrobnosti, ki jih bomo sicer preverili v dejanskem projektu. Pri preverjanju nosilnosti na navpično obtežbo se bomo omejili na zidovje, predvsem pa bomo prikazali ključne faze preverjanja potresne odpornosti. Ker konstrukcije pravilne zasnovane pri preverjanju potresne odpornosti lahko ločeno obravnavamo v obeh pravokotnih smereh, se bomo omejili na daljšo smer stavbe (x-smer).

9.1 Opis stavbe in materiali

Stanovanjski blok je zidana stavba, grajena v sistemu povezanega zidovja, ki je v tlorisu pravokotne oblike dimenzij 21,88 m x 13,63 m (Sl. 6-24). Stavbo sestavljajo pritličje in 2 nadstropji z etažnimi višinami $h_{et} = 2,80$ m. Svetla višina etaže je $h_{sv} = 2,62$ m, medtem ko je višina okenskih odprtin $h_{ok} = 1,50$ m, vratnih pa $h_v = 2,13$ m. Zidovi so sezidani iz opečnih votlakov M10 s tovarniško pripravljeno oziroma projektirano malto za splošno uporabo trdnostnega razreda M5. Zunanji nosilni zidovi so debeli 30 cm, notranji pa 25 cm. Kot je razvidno iz tlorisa pritličja (Sl. 6-24), razporeditev nosilnih zidov po tlorisu ni simetrična. Ker je osni razmak med obodnima in vmesnim zidom v vzdolžni smeri stavbe razmeroma velik (9,1 m), stropno konstrukcijo vmes podpirajo armiranobetonski nosilci, ki tečejo v vzdolžni smeri in slonijo na stebrih. Navpične vezi so v skladu z zahtevami standarda postavljene na vogalih in sečiščih zidov ter ob robovih okenskih in vratnih odprtin. Medetažne stropne in ravna strešna konstrukcija so polne, 18 cm debele armirano-betonske plošče, temelji pa so armiranobetonski pasovni temelji. Kot rečeno, nosilnosti elementov za prevzem navpične obtežbe in temeljev v tem primeru računsko ne bomo preverjali. Preverjali bomo le zidovje.

Za izračun vplivov navpične obtežbe privzamemo naslednje vrednosti:

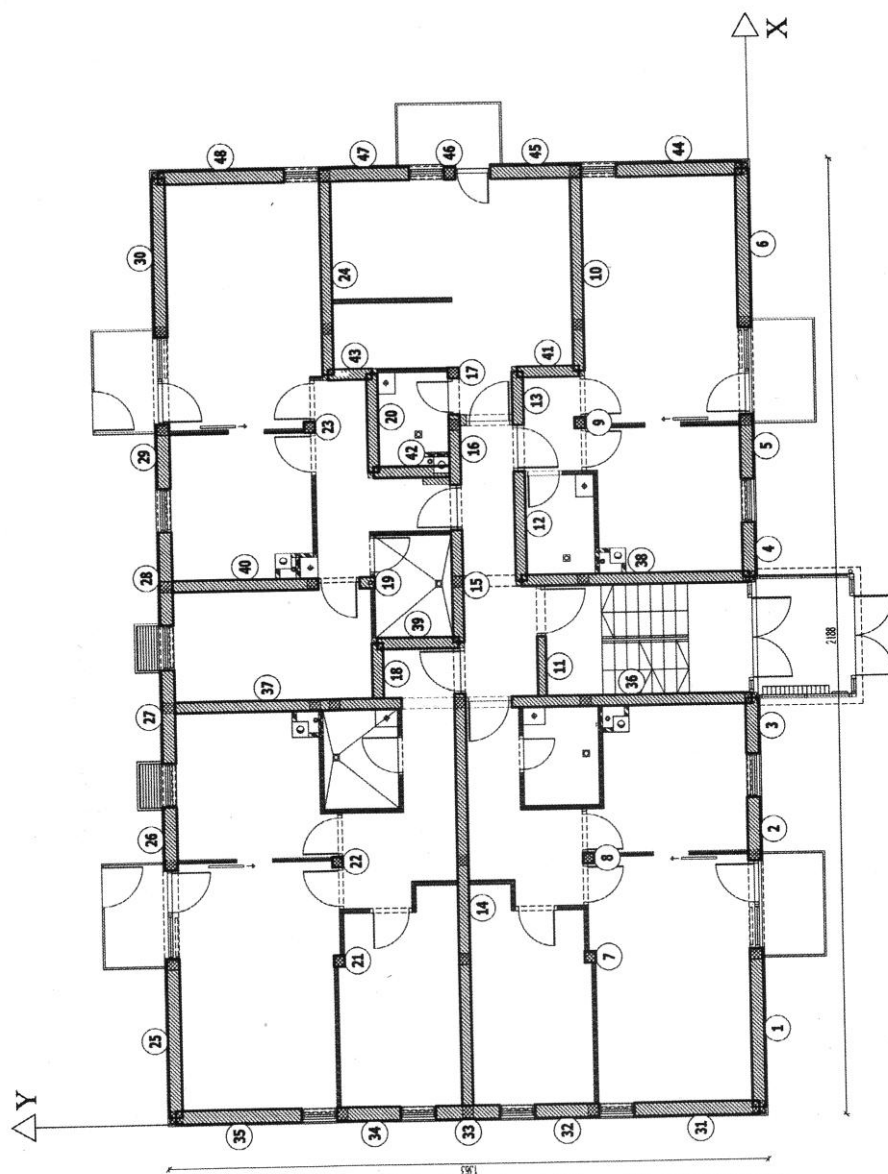
- za specifično težo zidovja: $\gamma_z = 14,0 \text{ kN/m}^3$,
- za lastno težo stropnih konstrukcij: $g_{strop} = 9,2 \text{ kN/m}^2$,
- za koristno obtežbo stropne konstrukcije v etaži: $q_{et} = 2,0 \text{ kN/m}^2$,
- za lastno težo strešne konstrukcije: $g_{str} = 1,25 \text{ kN/m}^2$,
- za obtežbo snega: $q_{str} = 1,0 \text{ kN/m}^2$.

Za preverjanje končnih mejnih stanj pri normalnem in potresnem projektnem stanju lahko uporabimo bodisi s preiskavami ugotovljene podatke bodisi uporabimo določila Evrokoda 6. Glede na to, da analize kažejo, da dajo enačbe, ki jih Evrokod 6 navaja kot alternativo za primer, da ni s preiskavo dobljenih podatkov, zadovoljivo ujemanje pri navpičnih obremenitvah (normalno projektno stanje), mehanske lastnosti pri tlaku izračunamo po določilih Evrokoda 6. Karakteristična tlačna trdnost zidovja po enačbi (6-9) je:

$$f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta = 0,20 \times 10^{0,7} \times 5^{0,3} = 1,62 \text{ MPa}, \quad = 1620 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

modul elastičnosti zidovja po enačbi (6-14) pa:

$$E = K_E f_k = 1000 \times 1,62 = 1620 \text{ MPa}.$$



Sl. 6-24. Tloris stavbe z nosilnih elementov, ki jih upoštevamo v računu

Za računsko preverjanje končnega mejnega stanja in mejnega stanja uporabnosti pri potresu rabimo še vrednosti za karakteristično strižno trdnost, f_{vk} , in strižni modul, G . Po Evrokodu 6 je strižna trdnost odvisna od tlačnih napetosti v zidovju, zato je ne moremo določiti vnaprej, pač pa šele potem, ko poznamo projektne tlačne napetosti. V našem primeru bomo privzeli $f_{vko} = 0,20$ MPa, strižno trdnost pa izračunali za vsak zid posebej z enačbo (6-10), pri čemer bomo preverili, da tako izračunana vrednost v nobenem primeru ne bo večja od $0,065 f_b = 0,065 \times 10 = 0,65$ MPa.

Strižni modul zidovja ocenimo z enačbo (6-16). Dobimo $G = 0,4 \times 1620 = 648$ MPa.

Ker bomo rezultate preverjanja potresne odpornosti na podlagi določil Evrokoda 6 primerjali z rezultati, dobljenimi z računsko metodo, uveljavljeno v praksi, kjer kot vhodne podatke uporabljamo mehanske lastnosti zidovja, ugotovljene s preiskavami, navajamo tudi te. Upoštevajoč definicije, opisane v poglavju 4.5, so bile dobljene naslednje karakteristične vrednosti:

- tlačna trdnost zidovja $f_k = 1,83 \text{ MPa}$,
- natezna trdnost zidovja $f_{tk} = 0,22 \text{ MPa}$,
- modul elastičnosti zidovja $E = 3655 \text{ MPa}$ in
- strižni modul zidovja $G = 325 \text{ MPa}$.

Če predpostavimo, da imajo zidaki dokazilo o kakovosti, da je malta tovarniško pripravljena oziroma projektirana in da je poskrbljeno za učinkovit nadzor na gradbišču, pri preverjanju končnega mejnega stanja pri normalnem projektnem stanju upoštevamo delni faktor $\gamma_M = 2,0$, pri potresu pa $\gamma_M = 1,5$.

9.2 Obremenitve zaradi vplivov navpične obtežbe

Glede na to, da obremenitve v zidovih zaradi vplivov navpične obtežbe, tj. projektne tlačne napetosti v zidovih, odločilno vplivajo na potresno odpornost in mehanizem porušitve posameznih zidov, moramo izračunati tlačne napetosti tako pri kombinaciji navpičnih obtežb, ki pride v poštev pri preverjanju končnega mejnega stanja v normalnem projektnem stanju (enačba 6-1), kot tudi pri kombinaciji v primeru potresa (enačba 6-2). Pri normalnem projektnem stanju upoštevamo vrednosti delnih faktorjev $\gamma_{G,j} = \gamma_{Q,i} = 1,0$.

Če je bruto tlorisna površina etaže stavbe:

$$A_{et} = 21,88 \times 13,63 = 298,22 \text{ m}^2$$

in je neto površina zidov v x-smeri 5,24 %, v y-smeri pa 3,93 % bruto tlorisne površine, potem je lastna teža zidovja, ki jo povečamo za 20 % zaradi upoštevanja parapetov in preklad, enaka:

$$G_{zid} = A_{zid} \times 3 h_{et} \times \gamma_z = (0,0524 + 0,0393) \times 298,22 \times 3 \times 2,80 \times 14,0 \times 1,20 = 3859,2 \text{ kN}.$$

Lastna teža stropnih konstrukcij in strehe s pripadajočo koristno obtežbo v normalnem projektnem stanju je:

$$G_{et} = ((g_{strop} + q_{et}) \times 2 + (g_{strop} + g_{str} + q_{str})) \times A_{et} = ((9,2 + 2,0) \times 2 + (9,2 + 1,25 + 1,0)) \times 298,22 = 10094,7 \text{ kN},$$

v potresnem projektnem stanju pa:

$$G_{et,E} = ((g_{strop} + \psi_{2,i} q_{et}) \times 2 + (g_{strop} + g_{str})) \times A_{et} = ((9,2 + 0,3 \times 2,0) \times 2 + (9,2 + 1,25)) \times 298,22 = 8991,6 \text{ kN}.$$

Razmerje med celotno težo stavbe v normalnem in potresnem projektnem stanju je:

$$W/W_E = (G_{et} + G_{zid}) / (G_{et,E} + G_{zid}) = 13953,9 / 12850,8 = 1,09.$$

Teža stavbe v potresnem projektnem stanju je za približno 9 % manjša od teže, ki jo upoštevamo v normalnem stanju. V istem razmerju so manjše tudi tlačne napetosti v zidovih. Zmanjšanje projektnih vrednosti navpičnih obtežb sorazmerno zmanjšuje projektne potresne sile, vendar na drugi strani na splošno zmanjšuje tudi potresno odpornost zidov.

Vrednosti projektnih tlačnih napetosti za normalno, σ_d , in potresno projektno stanje, $\sigma_{d,E}$, so izračunane v Pr. 6-25, kjer so navedene tudi tlorisne dimenzije, dolžina, l , debelina, t , in višina, h , zidov, ki prevzemajo potresno obtežbo. Izpuščeni so elementi, armiranobetonski stebri, ki so sicer v tlorisu označeni, vendar jih ne upoštevamo pri prevzemu potresne obtežbe.

Pr. 6-25. Dimenzije zidov in tlačne napetosti pri normalnem in potresnem projektne stanju

Zid	l (m)	t (m)	h (m)	σ_d (MPa)	$\sigma_{d,E}$ (MPa)	Zid	l (m)	t (m)	h (m)	σ_d (MPa)	$\sigma_{d,E}$ (MPa)
1	3,65	0,30	2,62	0,42	0,38	15	2,58	0,25	2,13	0,44	0,40
2	1,45	0,30	1,50	0,76	0,69	16	1,58	0,25	2,13	0,41	0,38
3	1,28	0,30	1,50	0,37	0,34	18	1,25	0,25	2,62	0,31	0,29
4	1,28	0,30	1,50	0,37	0,34	20	2,25	0,25	2,62	0,35	0,33
5	1,45	0,30	1,50	0,76	0,69	24	4,43	0,25	2,62	0,52	0,48
6	3,65	0,30	2,62	0,42	0,38	25	3,65	0,30	2,62	0,42	0,38
10	4,43	0,25	2,62	0,52	0,48	26	1,45	0,30	1,50	0,76	0,69
11	1,35	0,20	2,13	0,52	0,47	27	2,15	0,30	1,50	0,30	0,28
12	2,53	0,25	2,13	0,38	0,34	28	2,15	0,30	1,50	0,30	0,28
13	1,22	0,25	2,13	0,39	0,36	29	1,45	0,30	1,50	0,76	0,69
14	9,43	0,25	2,62	0,47	0,43	30	3,65	0,30	2,62	0,42	0,38

9.3 Potresna obtežba

Stanovanjski blok stoji na območju, kjer je po karti potresne nevarnosti projektni pospešek tal $a_g = 0,225$ g (npr. v Bovcu). Stavba je temeljena na gramoznih tleh, ki jih po klasifikaciji Evrokoda 8 lahko uvrstimo med temeljna tla tipa B, kar pomeni, da moramo za določitev projektnega pospeška na lokaciji stavbe upoštevati koeficient tal $S = 1,2$, to pa da vrednost projektnega pospeška $Sa_g = 0,27$ g. Če upoštevamo faktor obnašanja q za povezano zidovje $q = 2,5$ in faktor pomembnosti konstrukcije $\gamma_1 = 1,0$ (običajne stavbe, Pr. 6-3), po enačbi (6-6) izračunamo ordinato projektnega spektra odziva:

$$S_d = \gamma_1 \frac{Sa_g 2,5}{q} = 1,0 \frac{1,2 \times 0,225 \times 2,5}{2,5} = 0,27,$$

z upoštevanjem teže stavbe v potresnem projektne stanju ($W_E = G_{et,E} + G_{zid} = 12850,8$ kN) pa projektno potresno prečno silo v pritličju:

$$F_{bd} = S_d W = 0,27 \times 12850,8 = 3469,7 \text{ kN}.$$

9.4 Preverjanje mejnega stanja zidov na navpično obtežbo

V izbranem primeru omejitev v zvezi z ekscentričnostjo in vplivov drugega reda ne bomo preverjali, saj zaradi zasnove konstrukcije ni pričakovati neskladij z zahtevami standarda. Preverili bomo le nosilnost kritičnih zidov pri normalnih projektne pogojih. Pr. 6-25 pokaže, da so zaradi navpične obtežbe v normalnih projektne pogojih najbolj obremenjeni slopi z oznakami 2, 5, 26 in 29, pri katerih projektne tlačne napetosti v vodoravnem prerezu znašajo $\sigma_d = 0,76$ MPa.

Projektne vrednosti odpornosti enoslojnega zidu na navpično obtežbo izračunamo z enačbo (6-25), v skladu z določilom 6.1.2.2 Evrokoda 6 pa faktor redukcije nosilnosti ocenimo na $\Phi = 0,9$ (upoštevamo minimalno ekscentričnost $e = 0,05t$). Za 1 m dolžine zidu dobimo:

$$N_{Rd} = \phi \cdot t \cdot f_d \quad N_{Rd} = 0,9 \cdot t \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} = 0,9 \times 300 \times \frac{1,62}{2,0} = 162 \text{ N/mm} = 218,7 \text{ kN/m},$$

medtem ko je projektna tlačna sila na dolžinski meter istega zidu (Pr. 6-25) enaka:

$$N_{Ed} = \sigma_d t = 0,76 \times 300 = 228 \text{ N/mm} = 228,0 \text{ kN/m}.$$

Ugotovimo lahko, da so najbolj obremenjeni slopi malenkost preobremenjeni, medtem ko so v vseh ostalih zidovih projektne tlačne sile manjše od projektne tlačne odpornosti. Imamo več možnosti: povečamo dimenzije preobremenjenih slopov in tako znižamo projektne tlačne napetosti, predpišemo močnejše zidovje, npr. zidake M15 in malto M10, s čimer dvignemo karakteristično tlačno trdnosti, ali pa predpišemo najstrožji nadzor na gradbišču in pri preverjanju uporabljamo manjšo vrednost delnega faktorja γ_M .

9.5 Preverjanje potresne odpornosti konstrukcije

Zasnova konstrukcije stavbe je v skladu z zahtevami Evrokodov 6 in 8, čeprav ni simetrična in čeprav manjši del navpične obtežbe prevzemajo tudi armiranobetonski stebri. Računska ocena pokaže, da je površina prereza zidov v smeri x $A_{zid,x} = 5,24 \%$, površina prereza zidov v smeri y pa $A_{zid,y} = 3,93 \%$ bruto tlorisne površine etaže stavbe. Stavbe ne moremo obravnavati kot enostavne, saj je projektni pospešek $S_{ag} = 1,2 \times 0,225 = 0,27$ na lokaciji večji od vrednosti, ki jo kot največjo, pri kateri še lahko opustimo računsko preverjanje potresne odpornosti zidanih konstrukcij, določa Evrokod 8 ($S_{ag} \leq 0,20$ g), zato moramo potresno odpornost konstrukcije preveriti z računom.

9.5.1 Preverjanje z upoštevanjem določil Evrokoda 6

Da bi preverili mejna stanja posameznih zidov v potresnem projektne stanju, moramo izračunano projektno potresno strižno silo v pritličju porazdeliti po zidovih in preveriti, če je odpornost posameznih zidov, V_{Rd} , zadostna, da prevzame pripadajoči delež, V_{Ed} :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (6-30)$$

Projektno strižno silo porazdelimo v razmerju s togostmi posameznih zidov, ki jih izračunamo glede na to, kakšnem model smo uporabili za analizo konstrukcije. Pri zidanih konstrukcijah, zgrajenih v sistemu nearmiranega in povezanega zidovja, je dovolj dobra poenostavitev obnašanja konstrukcije s predpostavko, da so zidovi spodaj in zgoraj vpeti (t. i. etažni mehanizem). S to predpostavko togost zidu izračunamo z enačbo:

$$K_e = \frac{G A_w}{1,2 h \left[1 + \alpha' \frac{G}{E} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right]}, \quad (6-52)$$

kjer je:

K_e – efektivna togost zidu,

α' – koeficient, ki je odvisen od vpetostnih pogojev in določa položaj infleksijske točke poteka upogibnih momentov po višini zidu. $\alpha' = 0,83$ v primeru polnovpetega in $\alpha' = 3,33$ v primeru konzolnega zidu.

Delež projektne strižne sile, ki ga prevzame posamezni zid, izračunamo z enačbo:

$$F_{Bd,i} = \frac{K_{e,i}}{\sum K_{e,i}} F_{Bd} \quad (6-53)$$

Strižno odpornost zidov izračunamo z enačbo (6-31), pri čemer predpostavimo, da je celoten prerez zidan. Dela prereza, ki ga predstavljajo navpični povezovalni elementi, ne upoštevamo kot betonskega, v skladu z določilom točke 6.9.9 (2) Evrokoda 6 pa v računu strižne odpornosti upoštevamo, da je celotna dolžina prereza povezanega zidu v tlaku oziroma $l_c = l$. V potresnih pogojih privzamemo delni faktor enak $\gamma_M = 1,5$.

Za predhodno preverjanje mejnega stanja za navpično obtežbo smo izračunali projektne tlačne napetosti v vodoravnem prerezu zidov. Zaradi zmanjšane navpične obtežbe, ki jo upoštevamo v potresnem projektnem stanju, napetosti ustrezno zmanjšamo. Projektne tlačne napetosti rabimo za izračun strižne trdnosti zidovja za posamezne zidove, ki je po Evrokodu 6 odvisna od navpičnih obremenitev (enačba 6-10). Tako izračunano strižno odpornost zidov primerjamo s projektno strižno silo, ki jo mora prevzeti posamezni zid. Najbolj enostavno je, če končno mejno stanje konstrukcije v potresnem projektnem stanju analiziramo kar v preglednici, ki jo pripravimo v MS Excelu ali z drugim primernim orodjem. Rezultate takšne analize za obravnavano stavbo povzemamo v Pr. 6-26.

Pr. 6-26. Preverjanje strižne odpornosti zidov po Evrokodu 6. Dimenzije zidov in strižne trdnosti, togosti in odpornosti pri potresnem projektnem stanju

Zid	l (m)	t (m)	h (m)	$\sigma_{d,E}$ (MPa)	f_{vd} (MPa)	$V_{Rd,i}$ (kN)	K_e (kN/m)	$F_{Bd,i}$ (kN)	$\frac{V_{Rd,i}}{F_{Bd,i}}$
1	3,65	0,30	2,62	0,38	0,18	257,5	264,3	182,6	1,41
2	1,45	0,30	1,50	0,69	0,24	138,5	212,2	146,6	0,71
3	1,28	0,30	1,50	0,34	0,17	85,8	201,3	139,0	0,62
4	1,28	0,30	1,50	0,34	0,17	85,8	201,3	139,0	0,62
5	1,45	0,30	1,50	0,69	0,24	138,5	212,2	146,6	0,94
6	3,65	0,30	2,62	0,38	0,18	257,5	264,3	182,6	1,41
10	4,43	0,25	2,62	0,48	0,20	288,5	254,8	176,0	1,64
11	1,35	0,20	2,13	0,47	0,19	70,1	125,0	86,4	0,81
12	2,53	0,25	2,13	0,34	0,17	142,4	198,1	136,9	1,04
13	1,22	0,25	2,13	0,36	0,17	69,7	155,6	107,5	0,65
14	9,43	0,25	2,62	0,43	0,19	586,5	498,3	344,3	1,70
15	2,58	0,25	2,13	0,40	0,18	154,8	200,5	138,5	1,12
16	1,58	0,25	2,13	0,38	0,18	92,3	160,6	110,9	0,83
18	1,25	0,25	2,62	0,29	0,16	65,5	158,4	109,4	0,60
20	2,25	0,25	2,62	0,33	0,17	123,8	168,1	116,2	1,07
24	4,43	0,25	2,62	0,48	0,20	288,5	254,8	176,0	1,64
25	3,65	0,30	2,62	0,38	0,18	257,5	264,3	182,6	1,41
26	1,45	0,30	1,50	0,69	0,24	138,5	212,2	146,6	0,94
27	2,15	0,30	1,50	0,28	0,16	133,5	269,7	186,3	0,72
28	2,15	0,30	1,50	0,28	0,16	133,5	269,7	186,3	0,72
29	1,45	0,30	1,50	0,69	0,24	138,5	212,2	146,6	0,94
30	3,65	0,30	2,62	0,38	0,18	257,5	264,3	182,6	1,41
Σ						3904,8		3469,7	1,13

Evrokod 8 dopušča preporazdelitev prečne sile v pritličju po posameznih zidovih, če so pri tem izpolnjeni globalni ravnotežni pogoji in preporazdelitev ne vpliva neugodno na stropne konstrukcije oziroma se morebitni takšni vplivi upoštevajo. Pri tem se prečna sila na posamezen zid ne sme niti zmanjšati za več kot 15 % niti povečati za več kot eno tretjino. Čeprav zelo poenostavljeno in ne toliko točno, lahko sklepamo, da je presežek celotne projektne strižne odpornosti (vsota vseh strižnih odpornosti posameznih zidov) dovolj velik, da se na tak način preporazdeli prečna sila v obravnavanem primeru. Na podlagi te poenostavitve lahko tudi ugotovimo, da je potresna odpornost stavbe ustrezna.

Čeprav stavba ni velika in njena etažnost ne presega P + 2, primer dokazuje, da računsko preverjanje potresne odpornosti za zidane konstrukcije ni nepotrebna zahteva. Z malo manj ugodno tlorisno zasnovo konstrukcija ne bi izpolnjevala zahtev evrokoda, pa nihče zaradi tega ne bi bil zaskrbljen.

9.5.2 Preverjanje z upoštevanjem natezne trdnosti zidovja

Na podoben način kot pri preverjanju po določilih Evrokoda 6 preverimo potresno odpornost konstrukcije na podlagi predpostavke, da strižno odpornost zidov določa natezna trdnost zidovja (glej 4.5.4). Analogen račun kot v prejšnjem primeru je povzet v Pr. 6-27. V računu strižne odpornosti in togosti zidov smo uporabili s preiskavo ugotovljene, v poglavju 9.1 navedene vrednosti mehanskih lastnosti zidovja.

Pr. 6-27. Preverjanje strižne odpornosti zidov na podlagi natezne trdnosti zidovja. Dimenzije zidov in strižne trdnosti, togosti in odpornost pri potresnem projektne stanju

Zid	l (m)	t (m)	h (m)	$\sigma_{d,E}$ (MPa)	f_{td} (MPa)	$V_{Rd,i}^*$ (kN)	K_e (kN/m)	$F_{Bd,i}$ (kN)	$\frac{V_{Rd,i}^*}{F_{Bd,i}}$
1	3,65	0,30	2,62	0,38	0,18	182,9	117,5	193,6	0,94
2	1,45	0,30	1,50	0,69	0,24	91,6	84,7	139,7	0,66
3	1,28	0,30	1,50	0,34	0,17	61,4	76,4	125,8	0,49
4	1,28	0,30	1,50	0,34	0,17	61,4	76,4	125,8	0,49
5	1,45	0,30	1,50	0,69	0,24	91,6	84,7	139,7	0,66
6	3,65	0,30	2,62	0,38	0,18	182,9	117,5	193,6	0,94
10	4,43	0,25	2,62	0,48	0,20	201,0	117,4	193,5	1,04
11	1,35	0,20	2,13	0,47	0,19	48,8	40,6	67,0	0,73
12	2,53	0,25	2,13	0,34	0,17	101,8	84,6	139,5	0,73
13	1,22	0,25	2,13	0,36	0,17	49,7	47,5	78,3	0,64
14	9,43	0,25	2,62	0,43	0,19	412,4	245,1	403,9	1,02
15	2,58	0,25	2,13	0,40	0,18	109,6	86,1	142,0	0,77
16	1,58	0,25	2,13	0,38	0,18	65,6	57,0	93,9	0,70
18	1,25	0,25	2,62	0,29	0,16	47,2	42,8	70,5	0,67
20	2,25	0,25	2,62	0,33	0,17	88,8	64,0	105,4	0,84
24	4,43	0,25	2,62	0,48	0,20	201,0	117,4	193,5	1,04
25	3,65	0,30	2,62	0,38	0,18	182,9	117,5	193,6	0,94
26	1,45	0,30	1,50	0,69	0,24	91,6	84,7	139,7	0,66
27	2,15	0,30	1,50	0,28	0,16	96,4	120,6	198,8	0,48
28	2,15	0,30	1,50	0,28	0,16	96,4	120,6	198,8	0,48
29	1,45	0,30	1,50	0,69	0,24	91,6	84,7	139,7	0,66
30	3,65	0,30	2,62	0,38	0,18	182,9	117,5	193,6	0,94
Σ						2739,9		3469,7	0,79

Kot je bilo že omenjeno, so napovedi glede strižne odpornosti zidov, izračunane z upoštevanjem nastanka razpok zaradi nategov v diagonalni smeri bolj zanesljive od napovedi z upoštevanjem mehanizma drsnega trenja. Čeprav smo potresno odpornost tudi v tem primeru ocenili na enak, zelo poenostavljen način, pa lahko ugotovimo, da je sklep drugačen kot prej: zidana konstrukcija ne ustreza zahtevam. Ne glede na to, da je zaradi drugačnega razmerja med strižnim modulom in modulom elastičnosti drugačna kot prej tudi porazdelitev projektne strižne sile na posamezne

zidove, lahko ugotovimo, da je v povprečju potresna odpornost za več kot 20 % premajhna, kar ob privzetih predpostavkah (visoka vrednost faktorja obnašanja konstrukcije in nizka vrednost delnega faktorja za materiale) pomeni, da lahko pri projektnem potresu pričakujemo poškodbe, ki bodo precej presegle sprejemljivi obseg.

9.6 Sklep

Če za analizo iste konstrukcije uporabimo nelinearno metodo tipa „push over“, s katero z upoštevanjem nelinearnosti obnašanja zidov konstruiramo ovojnico odpornosti kritične etaže (glej npr. Sl. 6-23), ki temelji na z eksperimentalnimi raziskavami in analizami poškodb po potresih podprtih porušnih mehanizmih zidanih konstrukcij, dobimo realnejšo sliko o razpoložljivi potresni odpornosti stavbe. Na tem mestu se ne bomo spuščali v podrobnosti, pač pa bomo le povzeli rezultate računa po metodi, ki smo jo za preverjanje potresne odpornosti enostavnih nearmiranih zidanih stavb razvili že leta 1976 [17]. Metodo so takrat v Italiji vpeljali v predpise za obnovo po potresu prizadetega območja [18], v tridesetih letih po nastanku pa smo jo seveda že precej posodobili. Z vsiljenimi pomiki deformiramo kritično etažo in izračunamo sile, s katerimi se zidovi v etaži upirajo pomikom. Če pomike korakoma povečujemo in odpornost posameznih zidov prikazemo z odvisnostjo od pomikov, lahko opazujemo nastanek in razvoj poškodb in preporazdelitev potresnih sil med zidovi kritične etaže vse do porušitve konstrukcije.

S to metodo smo izvedli tudi potresno odpornost obravnavane stavbe. Uporabili smo iste vhodne podatke (dimenzije in napetosti v zidovih ter mehanske lastnosti zidovja) kot pri analizi, opisani v poglavju 9.5.2. V Pr. 6-28 povzemamo ključne rezultate: etažno odpornost (vsoto odpornosti vseh sodelujočih zidov), etažno togost in pomik pri meji elastičnosti in maksimalni odpornosti. Da je lažje primerljiva s koeficientom strižne sile, etažno odpornost podajamo v brezdimenzijski obliki s koeficientom odpornosti, tj. z razmerjem med odpornostjo in težo stavbe.

Pr. 6-28. Vrednosti etažne krivulje odpornosti pri mejnih stanjih

	Meja elastičnosti		Maksimalna odpornost	
	Smer x	Smer y	Smer x	Smer y
Etažna odpornost (MN)	2,079	0,863	3,538	2,812
Etažni pomik (mm)	0,99	0,52	2,81	2,94
Etažna togost (MN/m)	2109,4	1660,4	1257,3	957,1
Koeficient odpornosti	0,161	0,0679	0,274	0,218

Računalnik izpiše opombo, da je porušitev v obeh smereh nastala zaradi torzijskih vplivov, kar pomeni, da porazdelitev zidov v tlorisu ni dovolj ugodna.

Ker je v analizi upoštevan tudi doprinos zidov, ki stojijo pravokotno na smer delovanja potresne obtežbe, in ker se odpornost zidov izkoristi v nelinearnem področju do razpoložljive duktilnosti, je odpornost seveda večja od izračunane v poglavju 9.5.2. Koeficient odpornosti v močnejši, tudi v prejšnjih primerih analizirani x-smeri, je praktično enak zahtevani spektralni vrednosti, $S_d = 0,27$, medtem ko je v šibkejši, y-smeri manjši od zahtevane vrednosti.

Računska metoda nam da možnost, da ugotovimo, kje so kritična mesta, tako da v primeru, ko potresna odpornost ne ustreza, vemo, kje in za koliko moramo spremeniti zasnovo konstrukcije in izboljšati odpornost zidov.

Na podlagi prikazanih računskih primerov preverjanja končnega mejnega stanja pri projektnem potresnem stanju lahko ugotovimo, kako pomembno je v analizi upoštevati ustrezne računske modele in mehanizme obnašanja zidov pri vodoravni potresni obtežbi. V kolikor ne uporabimo ustreznega računskega modela, se lahko zgodi, da odpornost sicer formalno preverimo z računom, rezultati računa pa so zavajajoči.