

PRIMER 3

Konstrukciji iz prethodnog primera dodata su po četiri *armiranobetonska zida* u oba ortogonalna pravca - formirana je *mešovita konstrukcija* okvira i zidova.

U uvodnom delu izložen je koncept analize ovakvih konstrukcijskih sistema, i obrazloženo usvajanje samo zidova za *osnovni noseći sistem*. Svodenjem proračunskog modela samo na konzolne zidove, problem se pojednostavljuje u meri da ga i studenti mogu rešiti na ispitu, bez primene računara.

S obzirom na nesimetričan raspored zidova u osnovi, *efekti torzije* su analizirani prema YU81. Studentima verovatno poznata metodologija približne analize torzionih efekata na bazi pojma *centra krutosti* (centra rotacije) ovde je ponovljena, da bi se povezala sa specifičnim zahtevima YU81.

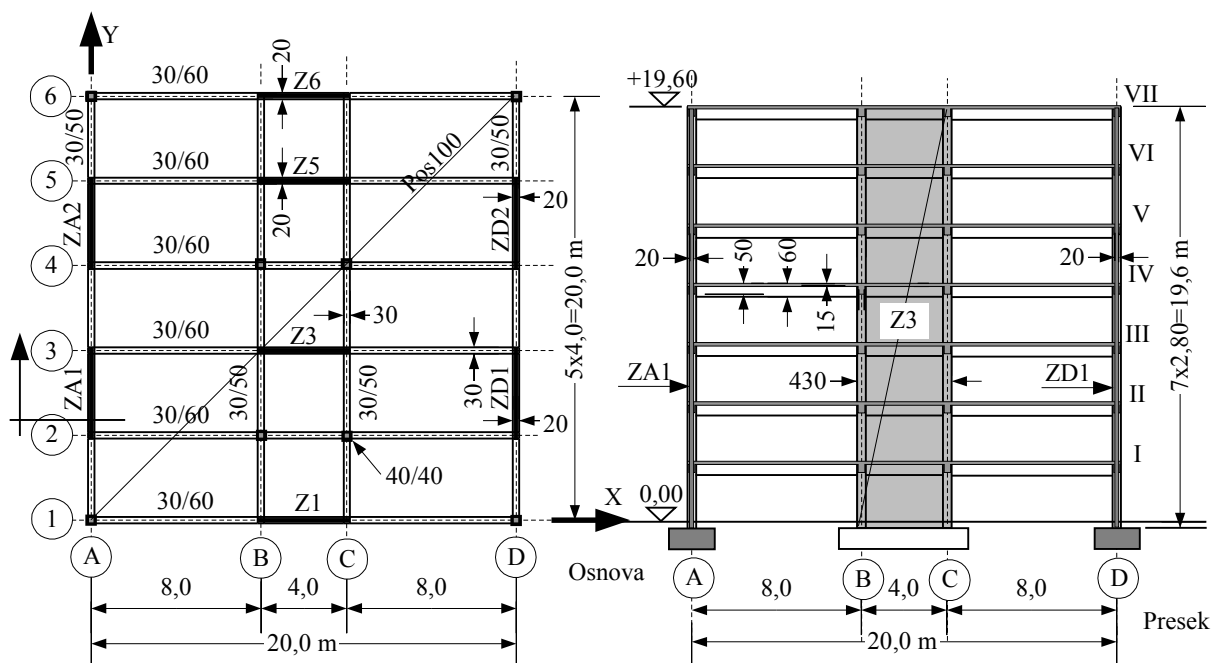
U delu "Pitanja i odgovori", ilustrovani su samo dva zahteva EC8 u vezi obezbeđenja pouzdanog ponašanja zida pri zemljotresu: obezbeđenje *potrebne duktilnosti pritisnutih krajeva zida*, kao i određivanje *proračunskih transverzalnih sila* zida prema konceptu programiranog ponašanja. Ova dva zahteva su prilično iznenađenje za našu praksu.

Analize pokazuju da *približno određivanje potrebne armature* zida uobičajeno u praksi može da ima neugodne posledice, kako zbog smeštaja potrebne računске armatura, tako i zbog nepotrebne prevelike nosivosti zida na savijanje.

Na kraju, dat je komentar i kvalitativna analiza posledica izbora samo zidova za osnovni noseći sistem, uz *zanemarenje krutosti okvira*. Kvalitativno je analiziran odgovor realne konstrukcije na dejstvo zemljotresa. I ovaj primer pokazuje da je *dimenzionisanje nosivosti konstrukcije na dejstvo seizmičkog opterećenja* prema propisima praktično samo procena nivoa *pomeranja konstrukcije pri kojem se želi stvaranje plastičnog mehanizma konstrukcije*, a ne klasično obezbeđenje nosivosti - osiguranje od loma preseka. Procena *iznosa očekivanih pomeranja* kao i *efektivne krutosti* elemenata konstrukcije pri tim pomeranjima su najvažniji koraci u analizi.

PRIMER 3

Svi podaci su kao u Primeru 2, osim što su konstrukcijskom sistemu dodata po četiri armiranobetonska zida u X odnosno Y- pravcu. Presek zidova je pravougaoni, 20/430, konstantan po visini. Dimenzionisati zid Z1 prema domaćim propisima Yu 81/1/,BAB/2/.



Slika 3.1 - Dispozicija konstrukcije

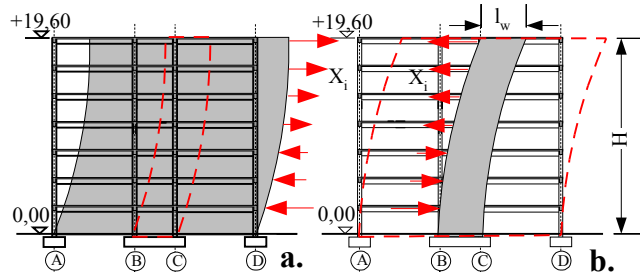
Komentar:

Dispozicija konstrukcije jeste moguća, ali nisu svi detalji „idealni“. To se pre svega odnosi na usvojeni oblik zidova. Zbog oslanjanja i ukrštanja greda tavanica, obično se na krajevima zidova formiraju ojačanja u vidu stubova. Prikazano rešenje usvojeno je, za početak, iz metodoloških razloga.

3.1 KONCEPT KONSTRUKCIJE I ANALIZE

Prema klasifikaciji Yu81 /1/, deo XII, konstrukcija je mešovita - „okvirna konstrukcija u kombinaciji sa armirano-betonskim (dijafragmama) ili jezgrima“. Prema članu 77, „distribucija seizmičkih proračunskih sila vrši se prema deformacionim karakteristikama svakog elementa osnovnog sistema konstrukcije“. Pored toga, „okviri se moraju proračunati na za najmanju vrednost od 25% ukupne poprečne seizmičke sile u osnovi“.

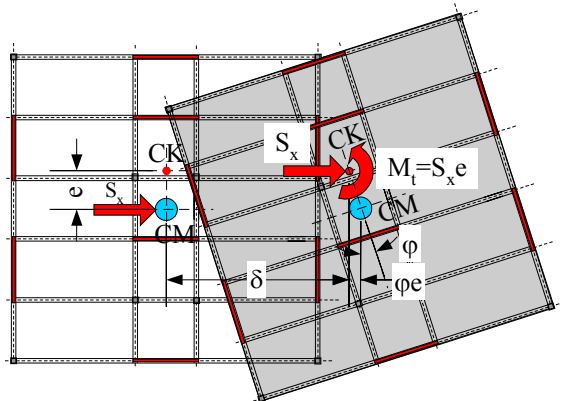
Gravitaciona opterećenja prihvataju zidovi i stubovi. Pri horizontalnim pomeranjima, stabilnost konstrukcije obezbeđuju okviri i zidovi, opterećeni srazmerno svojoj *krutosti na horizontalna pomeranja*.



Slika 3.2 - Usaglašavanje deformacija okvira i zida

U osnovni sistem za prijem horizontalnih uticaja treba uključiti sve elemente konstrukcije koji značajnije doprinose krutosti na pomeranje. Osim površine zidova u osnovi, krutost zidova na savijanje bitno zavisi i od visine objekta-od *vitkosti zidova H/l_w* . Zbog različitog karaktera deformacija okvira i konzolnog zida, u nižim delovima zid 'pridrža-

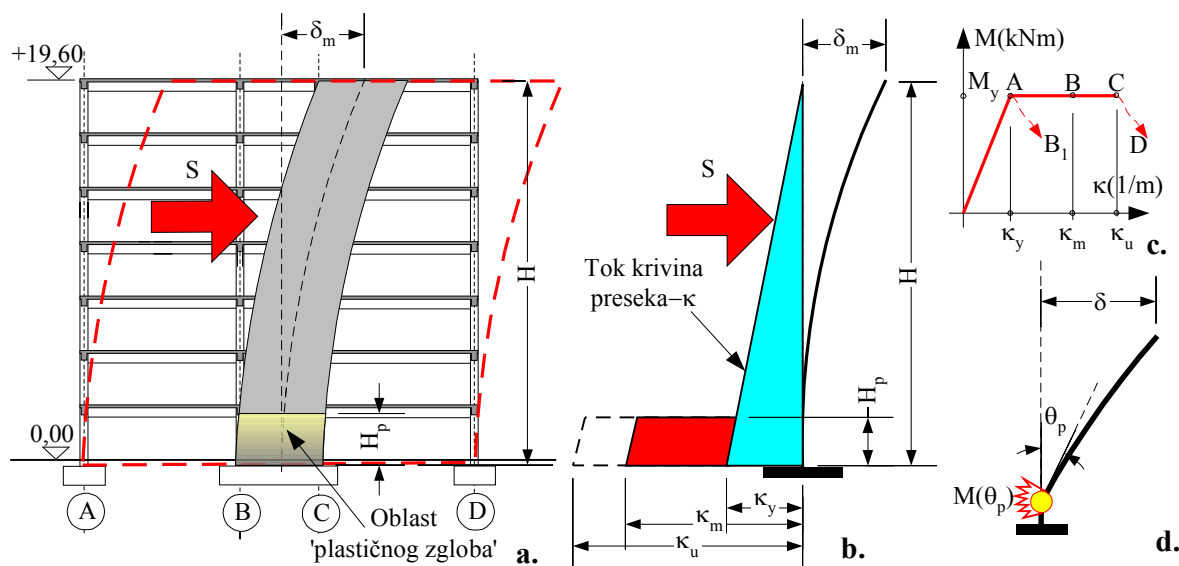
va' okvir silama X_i , dok u višim delovima okvir 'pridržiava' zid, slika 3.2. U ovakvim slučajevima, zanemarenje krutosti okvira često može da proizvede pogrešne zaključke o ponašanju zida. U konkretnom primeru, odnos visine H i dužine l_w zida je $H/l_w = 19,6/4,3 = 4,5 (> 2)$, uslov Yu81, član 68). S obzirom na broj zidova u osnovi, kao i na proporcije zida koji je pre „zdepast“ nego vitak, procenjeno je da je u krutosti na horizontalna pomeranja dominantan uticaj zidova, koji su usvojeni za osnovni sistem za prijem horizontalnih uticaja. Za orijentaciju, zidovi vitkosti manje od 9-10 (poželjno 6-7) poseduju značajnu krutost za prijem horizontalnih uticaja. Naravno, važan je i broj takvih zidova u osnovi, u X odnosno Y -pravcu.



Slika 3.3 - Pomeranje tavanice usled translacije i rotacije oko centra krutosti - CK

U podužnom, X -pravcu, konstrukcija je nesimetrična, pa je za uticaj zemljotresa u ovom pravcu potrebno uzeti u obzir i uticaje torzije u osnovi, slika 3.3. Zemljotres u X -pravcu izaziva translaciju δ i rotaciju ϕ tačaka tavanice oko centra krutosti CK, pomeranje tavanice opisano je sa dva stepena slobode. Prema članu 34 Yu81, efekti torzije ne moraju se sračunavati eksplicitno. Dozvoljava se analiza samo efekata translacije δ , kao da je konstrukcija simetrična, uz naknadnu približnu procenu efekata torzije. Proračunski model konstrukcije u oba glavna pravca X odnosno Y je konzola sa sedam masa, kao u Primeru 1.

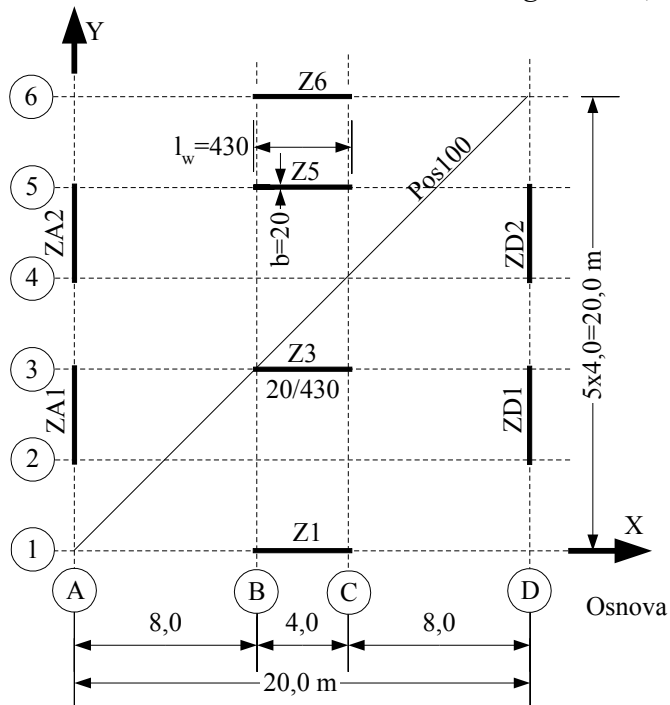
S obzirom da osnovni sistem čine konzolni zidovi, plastični mehanizam osnovne konstrukcije formira se pojavom plastičnih zglobova u uklještenju zidova, slika 3.4.a. Okviri u svakom slučaju treba da budu konstruisani tako da mogu da prate pomeranja konstrukcije, čiji iznos δ_m i oblik dominantno zavisi od krutosti zidova, videti i 6.10-deo A. Uslovi za konstruisanje okvira mogu da se ublaže, jer zidovi sprečavaju pojavu fleksibilnog sprata. Ako je krutost zidova dovoljna, okviri se mogu izvesti i sa montažnim stubovima, sa zglobnim vezama greda-stub, videti 6.18.6-deo A. Kapacitet krivljenja preseka zida κ_u treba da je veći od maksimalnih očekivanih krivina κ_m pri zemljotresu. Da bi zid bio pouzdan, potrebno je sprečiti rani-krti lom zida, tačka B_1 na slici 3.4.c. U nelinearnim analizama, obično se područje plastičnog zgloba modelira koncentrisanom nelinearnom oprugom, sa odgovarajućom nelinearnom vezom moment(M)-rotacija(θ_p), slika 3.4.d.



Slika 3.4 - Plastični mehanizam osnovnog sistema konstrukcije

3.2 PRORAČUNSKI MODEL KONSTRUKCIJE

Gravitaciona opterećenja sa tavanica prihvataju okviri ali i zidovi. Za detalje analize gravitacionih opterećenja, videti 2.2 u Primeru 2. Za prijem horizontalnih uticaja, proračunski model obuhvata samo elemente *osnovnog sistema*, ukupno osam konzolnih zidova, sl. 3.5.



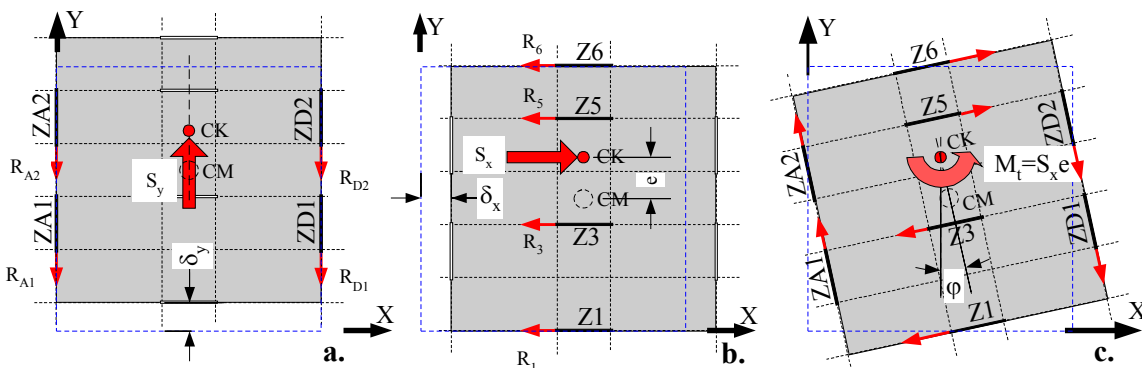
Slika 3.5 - Osnovni sistem konstrukcije

Dimenzije preseka svih zidova su iste, $b/l_w = 20/430$ cm. To ne znači i da je krutost preseka na savijanje ista, ona u principu zavisi od količine armature i nivoa aksijalnog opterećenja zida, videti 4.3 i 6.1-deo A. Fasadni zidovi na slici 3.5 imaju približno duplo manju normalnu silu od unutrašnjih zidova, Z3 i Z5. U našoj praksi se o ovim "finesama" retko vodi računa, pa se i ovde usvaja da je krutost svih zidova ista, određena na osnovu karakteristika *bruto betonskog prekeka zida* b/l_w , zanemarujući efekte prslina. (Videti komentar uz 2.2).

Za dinamički model za analizu uticaja zemljotresa u X ili Y pravcu usvaja se konzola sa zbirnom krutošću svih zidova koji se suprotstavljaju pomeranju usled zemljotresa. Zanemarujući krutost preseka zida upravno na osu zida ($l_w/b^3/12 < < bl_w^3/12$), za pravougaone zi-

dove se obično usvaja pretpostavka da opterećenja prihvataju samo u svojoj ravni, slika 3.6. Krutost na horizontalna pomeranja zavisi od karakteristika preseka pojedinih elemenata, ali i od konfiguracije prostornog sistema elemenata. U slučaju sistema konzolnih zidova istih visina, odnos krutosti na pomeranje zavisi od momenata inercije preseka zidova, koji se u daljim analizama pojavljuju kao karakterističan parametar krutosti na pomeranje.

S obzirom da se prema Yu81 nivo seizmičkog opterećenja S može približno odrediti samo na osnovu krutosti na translaciju, to je $S_x = S_y$ (ista je krutost zidova u oba pravca, slika 3.6.a odnosno 3.6.b). Momente torzije $M_t = S_x e$, usled opterećenja S_x koje deluje u centru mase-CM na ekscentricitetu e u odnosu na centar krutosti CK, prihvataju svi elementi osnovnog sistema koji doprinose *torzionoj krutosti konstrukcije u osnovi*. Torzija objekta u osnovi prihvata se savijanjem zidova u svojoj ravni, slika 3.6.c.



Slika 3.6 - Proračunski modeli konstrukcije: a.) za uticaj zemljotresa u Y-pravcu; b.) za uticaj pomeranja-translacije usled zemljotresa u X-pravcu; c.) za uticaj rotacije ϕ od momenta torzije M_t usled zemljotresa u X-pravcu

Proračun ukupne seizmičke sile S

$$S = KW$$

$$K = k_0 k_s k_p k_d \quad (\text{Za objašnjenje koeficijenata, videti i stranu 2.7})$$

$$k_0 = 1,0$$

$$k_s = 0,10$$

$$k_p = 1,0$$

$$k_d = 0,9/T_1 = 0,9/0,82 > 1,0 \rightarrow k_d = 1,0$$

$$K = 1,0 \times 0,10 \times 1,0 \times 1,0 = 0,1 (> 0,02)$$

$$W = 28055 \text{ kN} \quad (\text{str. 3-5})$$

$$S_x = 0,1 \times 28055 = 2805,5 \text{ kN}$$

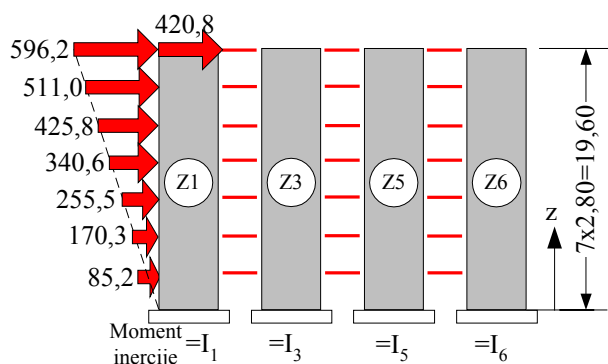
S obzirom da objekat ima više od pet etaža, prema Yu81 85% ukupnog opterećenja S raspodeljuje se po tavanicama prema relaciji

$$S_i = S \frac{W_i \times Z_i}{\sum_{j=1}^7 W_j \times Z_j} \quad (\text{videti 5.2- deo A})$$

dok se 15% sile S postavlja na nivo poslednje tavanice. Sile deluju u centru mase odgovarajuće tavanice.

$$0,85S = 0,85 \times 2805,5 = 2384,6 \text{ kN}$$

$$0,15S = 0,15 \times 2805,5 = 420,8 \text{ kN}$$



Slika 3.8 - Raspored računskog seizmičkog opterećenja

Tabela 3.1

Nivo	Z_i	W_i	$W_i Z_i$	$0,85S \frac{W_i \times Z_i}{\sum W_j \times Z_j}$
	m	kN	kNm	
7	19.6	4007.8	78553	596.2
6	16.8	4007.8	67331	511.0
5	14.0	4007.8	56109	425.8
4	11.2	4007.8	44887	340.7
3	8.4	4007.8	33666	255.5
2	5.6	4007.8	22444	170.3
1	2.8	4007.8	11222	85.2
			$\sum W_j \times Z_j = 314212$	$(\Sigma = 2384.6 \text{ kN})$

Proračun seizmičkog opterećenja i njegova raspodela po visini konstrukcije prikazani su u Tabeli 3.1 i na slici 3.8

3.5 STATIČKI PRORAČUN**3.5.1 Uticaj gravitacionih opterećenja**

Reakcije tavanice, slika 3.9.a približno su jednake opterećenju sračunatom u Primeru 2

Stalno opterećenje

Reakcija grede A-B (C-D) ($g_1 = 24,6 \text{ kN/m}^2$)

$$\frac{2(5 \times 24,6 \times 8,0)}{8} = 246,0 \text{ kN}$$

Reakcija u polju B-C ($g_2 = 17,0 \text{ kN/m}^2$)

$$17,0 \times 4,0 = 68,0 \text{ kN}$$

Sopstvena težina zida po spratu

$$b/l_w = 20/430 \quad h = 2,8 \text{ m} \quad (0,2 \times 4,30 \times 2,8) \times 25 = 60,2 \text{ kN}$$

Reakcija grede iz upravnog pravca

U osama B,C ($G = 76,2 \text{ kN}$)

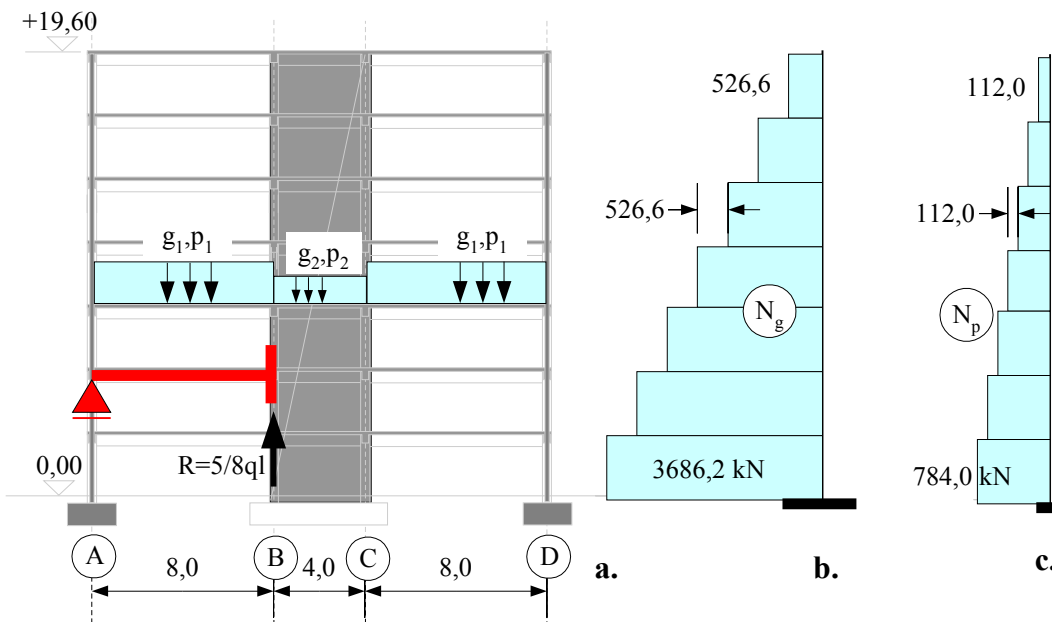
$$2 \times 76,2 = 152,4 \text{ kN}$$

Prirast normalne sile po spratu

$$\Delta N_g = 526,6 \text{ kN}$$

Korisno opterećenje

$$\begin{aligned}
 (p_1 = 6,4 \text{ kN/m}') & \quad 2 \times (5 \times 6,4 \times 8,0) / 8 & = 64,0 \text{ kN} \\
 (p_2 = 4,0 \text{ kN/m}') & \quad 4,0 \times 4,0 & = 16,0 \text{ kN} \\
 (p = 16 \text{ kN/m}') & \quad 2 \times 16,0 & = 32,0 \text{ kN} \\
 \text{Prirast normalne sile po spratu} & & \Delta N_p = 112,0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

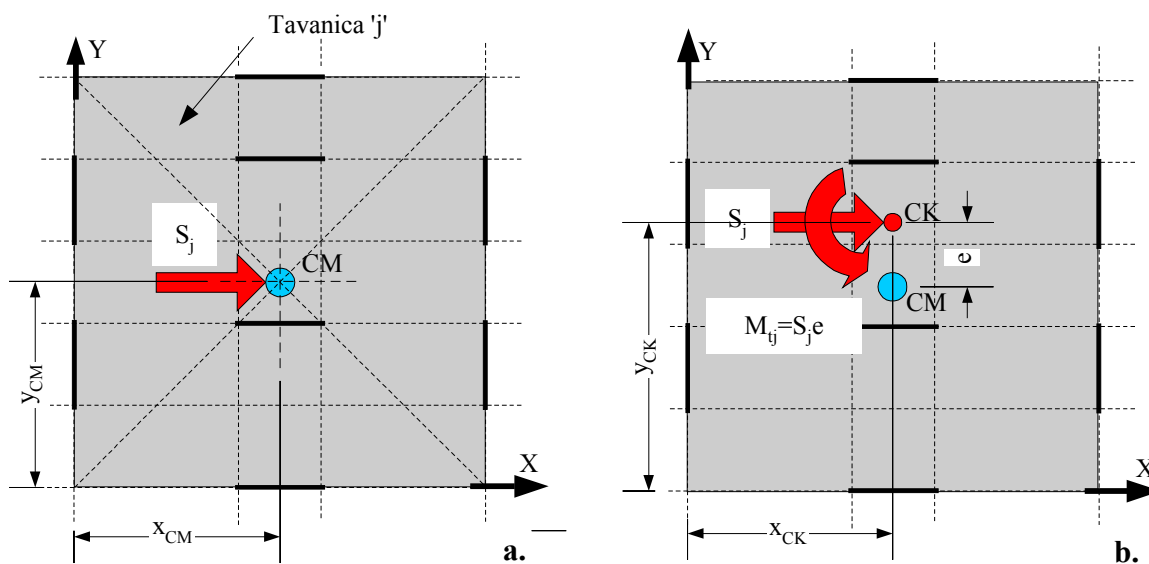


Slika 3.9 - Gravitaciono opterećenje zida Z3

Dijagrami normalnih sila zida Z3 dati su na slici 3.9. Za fasadni zid Z1 u osi 1, usvajaju se vrednosti u iznosu od $\approx 50\%$ opterećenja zida Z3.

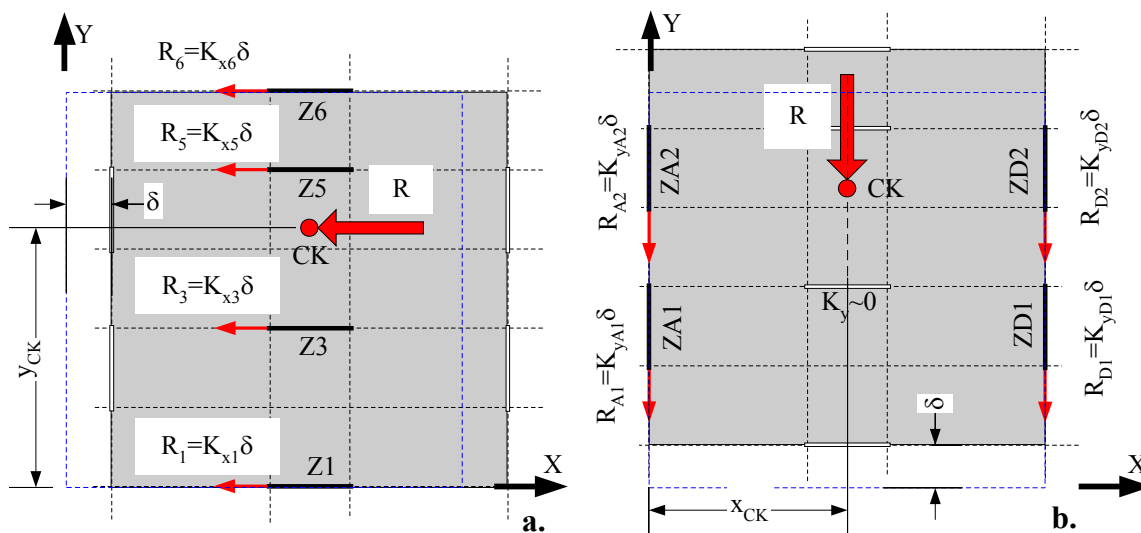
3.5.2 Uticaji usled zemljotresa u X- pravcu

Seizmičko opterećenje S_j tavanice „j“ deluje u centru mase CM tavanice „j“, slika 3.10.a.



Slika 3.10 - Seizmičko opterećenje u nivou tavanice 'j': a.) inercijalna sila S_j u centru mase CM; b.) inercijalna sila S_j redukovana na centar krutosti - CK

Za određivanje opterećenja zida usled seizmičkog opterećenja S_j tavanice „j“, korisno je da se opterećenje S_j redukuje na silu S_j i moment torzije $M_{tj} = S_j e$, koji deluju u centru krutosti CK, slika 3.10.b.



Slika 3.11 - Određivanje centra krutosti CK: a.) pri translaciji tavanice u X-pravcu, položaj rezultante R reakcija svih zidova definiše koordinatu y_{CK} centra krutosti - CK; b.) pri translaciji tavanice u Y-pravcu, položaj rezultante R reakcija svih zidova definiše koordinatu x_{CK} centra krutosti - CK

Određivanje koordinata centra krutosti CK

a) Stanje translacije tavanice u X- pravcu za iznos δ (sl. 3.11.a)

Reakcija zida „i“

$$R_i^\delta = \delta K_{xi} \quad (3.1)$$

gde je K_{xi} krutost zida „i“ na pomeranje u X- pravcu

Rezultanta reakcija zidova

$$R^\delta = \sum R_i^\delta = \delta \sum K_{xi} \quad (3.2)$$

Položaj rezultante $\sum M_0 = 0$ (oko koordinatnog početka)

$$R^\delta y_{CK} = \sum R_i^\delta y_i \quad (3.3)$$

gde je y_i koordinata y zida „i“

(3.1) (3.2) (3.3) \rightarrow

$$y_{CK} = \frac{\sum K_{xi} y_i}{\sum K_{xi}}$$

Ako u centru krutosti deluje sila S_x u pravcu X- ose, pomeranje tavanice δ i opterećenje S_i zida „i“ iznose:

$$(3.2) \rightarrow \delta = S_x / \sum K_{xi} \quad (3.4)$$

$$(3.1) (3.4) \rightarrow S_i = S_x K_{xi} / \sum K_{xi} \quad (3.5)$$

odnosno, seizmičko opterećenje tavanice se raspodeljuje na pojedine zidove proporcionalno krutosti zida na pomeranje.

b) Stanje translacije tavanice u Y- pravcu za iznos δ (sl. 3.11.b)

Analogno prethodnom izvođenju

$$x_{CK} = \frac{\sum K_{yi} x_i}{\sum K_{yi}} \quad (3.6)$$

gde je K_{yi} krutost zida „i“ na pomeranje u Y- pravcu. Analogno (3.5),

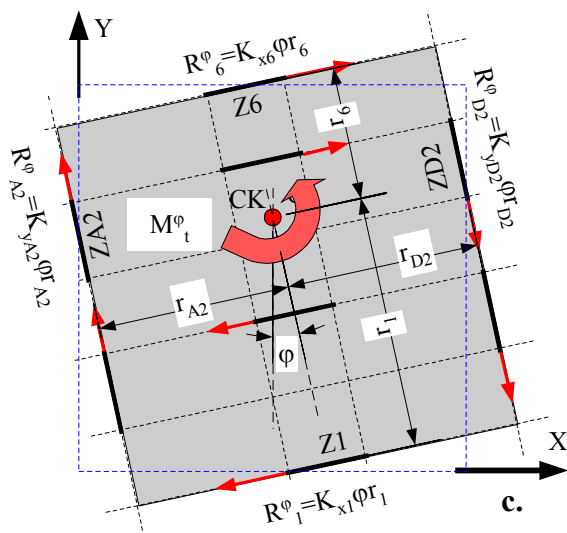
$$S_i = S_y K_{yi} / \sum K_{yi} \quad (3.7)$$

c) Stanje rotacije tavanice oko centra krutosti zaugao φ (sl. 3.11.c)

Pomeranje zida „i“

$$\delta_i^\varphi = \varphi r_i \quad (\text{voditi računa o definiciji i znaku } r_i) \quad (3.8)$$

gde je r_i normalno rastojanje ravni zida od centra krutosti - „krak“ zida.



Slika 3.11 nastavak - c.) pri rotaciji tavanice oko centra krutosti CK za ugao φ , rezultanta reakcija svih zidova je samo moment torzije M_t^φ (zbog preglednosti, nisu prikazani izrazi za sile svih zidova)

Reakcija zida „i“

$$R_i^\varphi = \delta_i^\varphi K_i \quad (3.9)$$

$$(3.8) (3.9) \rightarrow$$

$$R_i^\varphi = \varphi K_i r_i \quad (3.10)$$

gde je K_i krutost zida „i“

Rezultujući moment torzije oko CK

$$M_t = \sum R_i^\varphi r_i = \varphi \sum K_i r_i^2 \quad (3.11)$$

Ako u centru krutosti deluje poznati moment torzije M_t , obrtanje tavanice φ i opterećenje zida „i“ iznose:

$$(3.11) \rightarrow$$

$$\varphi = M_t / \sum K_i r_i^2 \quad (3.12)$$

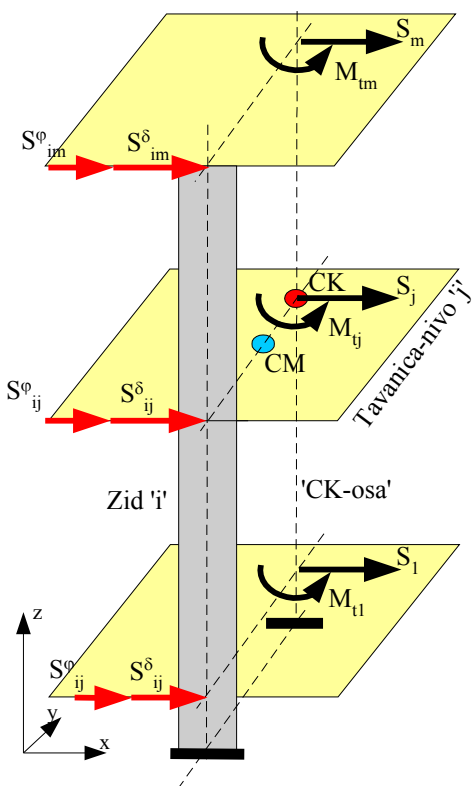
$$(3.12) \rightarrow (3.10) \rightarrow$$

$$S_i^\varphi = M_t K_i r_i / \sum K_i r_i^2 \quad (3.13)$$

Ukoliko se dimenzije zidova ne menjaju po visini, i ukoliko su zidovi dovoljno vitki tako da preovladavaju deformacije savijanja, tada se u prethodnim izrazima umesto krutosti K_i može uvesti moment inercije I_i preseka zida „i“.

$$K_i \Leftrightarrow I_i \quad (3.14)$$

Što važi za tavanicu „j“, važi i za ostale. Izrazi (3.5), (3.7) i (3.13) za prerespodelu uticaja usvajaju se za svaku od tavanica- nivoa konstrukcije, ukupno „m“, slika 3.12.



Slika 3.12 - Seizmičko opterećenje zida 'i'

U odnosu na osu koja spaja centre krutosti, „CK-osa“ na sl. 3.12, na svakom nivou „j“ deluje seizmička sila sprata S_j i moment torzije sprata $M_{tj} = S_j x_e$.

Opterećenje zida „i“ na nivou „j“ usled translacije S_{ij}^δ i rotacije S_{ij}^φ može da se odredi na prikazani način. Uočiti da se torzija konstrukcije prihvata savijanjem zidova. Sa poznatim „dijagramom opterećenja“ zida $S_{ij} = S_{ij}^\delta + S_{ij}^\varphi$, mogu da se odrede transverzalne sile Q_{ij} i momenti savijanja M_{ij} zida 'i' na spratu 'j' usled zemljotresa, kao za konzolni stub - rezultanta uticaja svih tavanica iznad posmatranog nivoa- preseka zida.

Racionalnije je i preglednije da se prvo odrede globalni uticaji konstrukcije u celini, prema sračunatoj raspodeli ukupnog seizmičkog opterećenja po visini objekta, slika 3.8.

- Transverzalna sila zida „i“ u nivou sprata „j“

$$Q_{ij} = \sum_{k=j+1}^m S_{ik} = \sum_{k=j+1}^m (S_{ik}^\varphi + S_{ik}^\delta) = \sum_{k=j+1}^m (S_k I_i / \sum_i I_i + S_k e I_i r_i / \sum_i I_i r_i^2)$$

$$= (I_i / \sum_i I_i + e I_i r_i / \sum_i I_i r_i^2) \sum_{k=j+1}^m S_k$$

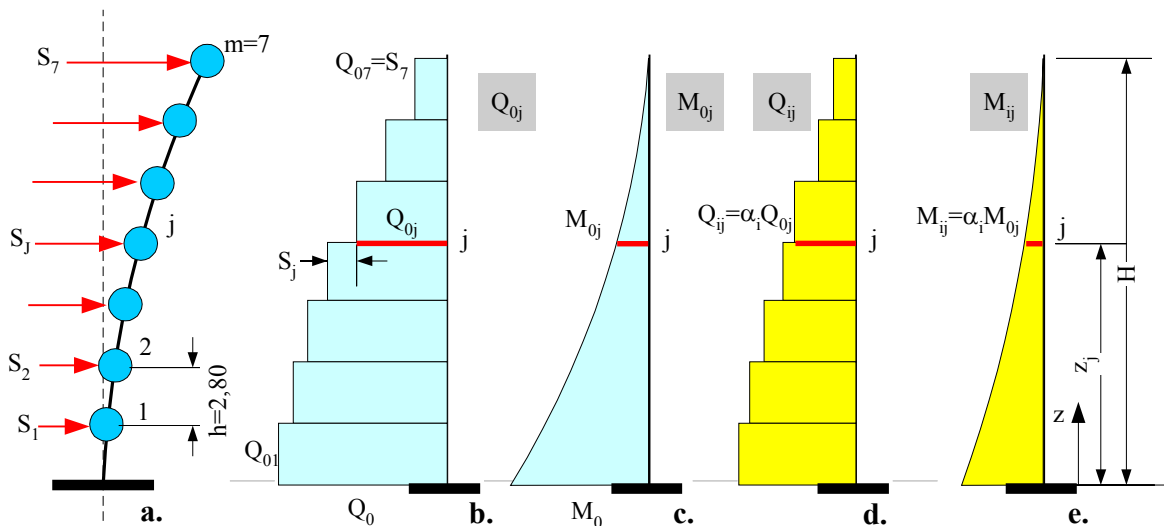
odnosno $Q_{ij} = \alpha_i Q_{0j}$ (3.15)

gde je: $\alpha_i = I_i / \sum_i I_i + e I_i r_i / \sum_i I_i r_i^2$; $Q_{0j} = \sum_{k=j+1}^m S_k$

- Moment savijanja zida „i“ u nivou sprata „j“

$$M_{ij} = \sum_{k=j+1}^m S_{ik} (z_k - z_j) = \sum_{k=j+1}^m (S_{ik}^{\phi} + S_{ik}^{\delta}) (z_k - z_j) = \alpha_i \sum_{k=j+1}^m S_k (z_k - z_j)$$

odnosno: $M_{ij} = \alpha_i M_{0j}$, gde je $M_{0j} = \sum_{k=j+1}^m S_k (z_k - z_j)$ (3.16)



Slika 3.13 - Određivanje uticaja u zidu 'i': a.) seizmičko opterećenje objekta - prema slici 3.7.a; b.) ukupna transverzalna sila sprata Q_{0j} ; c.) ukupni moment savijanja - 'preturanja' M_{0j} u nivou sprata 'j'; d.) transverzalna sila zida u nivou sprata 'j' - $Q_{ij} = \alpha_i Q_{0j}$; e.) moment savijanja zida 'i' u nivou sprata 'j' $M_{ij} = \alpha_i M_{0j}$, gde je α_i - 'koeficijent participacije' zida 'i' u ukupnoj nosivosti

Prema Yu81, član 34, momente torzije $M_t = S \times e$ sračunate iz čisto statičkih razmatranja treba uvećati faktorom $K_T = 1,50$, zbog „spregnutosti bočnih i torzionih vibracija“ sistema sa dva stepena slobode (ili tri) po spratu. To znači da treba korigovati i izraz (3.13) za S_i^{ϕ} , odnosno koeficijent participacije α_i zida „i“:

$$\alpha_i = I_i / \sum_i I_i + K_T e I_i r_i / \sum_i I_i r_i^2 \quad (3.17)$$

Nastavak primera, konačno.

- Centar krutosti

Moment inercije svih zidova je isti, $I_i = 1,325 \text{ m}^4$ (str. 3-5)

$$x_{CK} = \sum K_{yi} x_i / \sum K_{yi} = (I_{A1} \times 0,0 + I_{A2} \times 0,0 + I_{D1} \times 20,0 + I_{D2} \times 20,0) / (I_{A1} + I_{A2} + I_{D1} + I_{D2}) = 40 \times I / 4 \times I = 10,0 \text{ m}$$

$$y_{CK} = \sum K_{xi} y_i / \sum K_{xi} = (I_1 \times 0,0 + I_3 \times 8,0 + I_5 \times 16,0 + I_6 \times 20,0) / (I_1 + I_3 + I_5 + I_6) = 44 \times I / 4 \times I = 11,0 \text{ m}$$

- Centar mase (uz pretpostavku jednako raspodeljene mase u osnovi)

$$x_{CM} = 10,0 \text{ m}$$

$$y_{CM} = 10,0 \text{ m}$$

- Ekcentricitet centra mase u odnosu na centar krutosti

$$e = x_{CK} - x_{CM} = 11,0 - 10,0 = 1,0 \text{ m}$$

- Globalni uticaji konstrukcije u celini

Za raspodelu seizmičkog opterećenja prema sl. 3.8, dijagram ukupne transverzalne sile Q_{0j} i momenata savijanja-preturanja objekta M_{0j} dati su na sl. 3.14.

- Uticaji u zidu Z1

$$r_1 = y_{CK} - y_1 = 11,0 - 0,0 = 11,0 \text{ m} \quad (\text{voditi računa o definiciji i znaku } r)$$

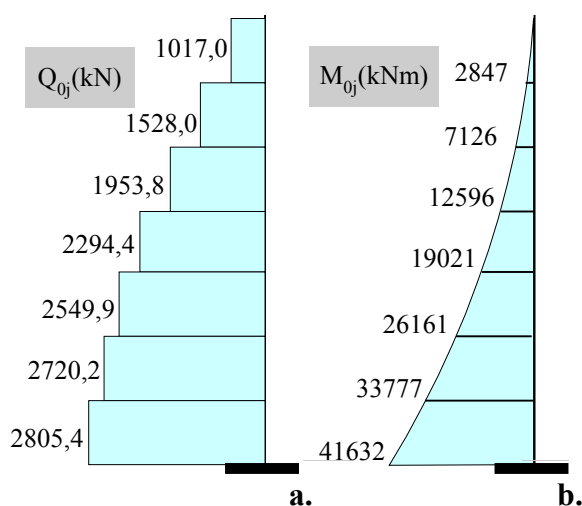
$$I_1 / \sum_i I_i = I_1 / (I_1 + I_3 + I_5 + I_6) = I/4 \times I = 0,25 \quad (\text{samo zidovi sa krutošću u } X\text{-pravcu)}$$

$$I_1 r_1 / \sum_i I_i r_i^2 = I_1 r_1 / (I_1 r_1^2 + I_3 r_3^2 + I_5 r_5^2 + I_6 r_6^2 + I_{A1} r_{A1}^2 + I_{A2} r_{A2}^2 + I_{D1} r_{D1}^2 + I_{D2} r_{D2}^2)$$

$$= I \times 11,0 / (I (11,0^2 + 3,0^2 + 5,0^2 + 9,0^2 + 10,0^2 + 10,0^2 + 10,0^2 + 10,0^2))$$

$$= 11,0 \times I / 636 \times I = 0,0173 \text{ 1/m}$$

$$\alpha_1 = I_1 / \sum_i I_i + K_T e I_1 r_1 / \sum_i I_i r_i^2 = 0,25 + 1,5 \times 1,0 \times 0,0173 = 0,2759$$



Dijagrami uticaja $Q_{1j} = \alpha_1 Q_{0j}$ odnosno $M_{1j} = \alpha_1 M_{0j}$ dobijaju se množenjem odgovarajućih vrednosti sa slike 3.14 faktorom α_1 .

- Uticaji u zidu Z3

$$r_3 = y_{CK} - y_3 = 11,0 - 8,0 = 3,0 \text{ m}$$

$$I_3 / \sum_i I_i = I/4 \times I = 0,25$$

$$I_3 r_3 / \sum_i I_i r_i^2 = 3,0 \times I / 636 \times I = 0,004717$$

$$\alpha_3 = 0,25 + 1,5 \times 1,0 \times 0,004717 = 0,2571$$

- Uticaji u zidu Z6

$$r_6 = y_{CK} - y_6 = 11,0 - 20,0 = -9,0 \text{ m}$$

$$I_6 / \sum_i I_i = I/4 \times I = 0,25$$

$$I_6 r_6 / \sum_i I_i r_i^2 = -9,0 \times I / 636 \times I = -0,01415$$

Slika 3.14 - Ukupna transverzalna sila i moment savijanja-preturanja spratova konstrukcije u celini

$$\alpha_6 = 0,25 - 1,5 \times 1,0 \times 0,01415 = 0,2287$$

Voditi računa gde torzija povećava, a gde smanjuje uticaje u zidovima!

- Uticaji u zidu Z_{D1}

$$r_{D1} = x_{CK} - x_{D1} = 10,0 - 20,0 = -10,0 \text{ m}$$

$K_{x_{D1}} / \sum K_{xi} = 0$ Usled zemljotresa u X-pravcu, ovaj zid ima uticaje samo usled torzije!

$$K_{x_{D1}} r_{D1} / \sum K_i r_i^2 = I_{D1} r_{D1} / \sum_i I_i r_i^2 = -10,0 \times I / 636 \times I = -0,01572$$

$$\alpha_{D1} = -0,01572 \times K_T \times e = -0,01572 \times 1,50 \times 1,0 = -0,02358$$

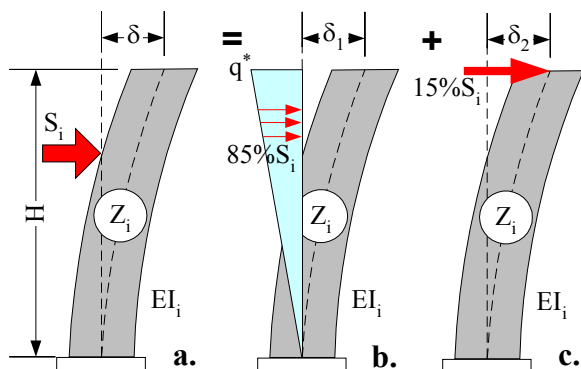
2.5.3 Uticaji usled zemljotresa u Y-pravcu

Sve isto kao za X-pravac, jedino nema torzionih uticaja jer je konstrukcija simetrična, $e=0$. Četiri zida u Y-pravcu primaju po 25% opterećenja, $\alpha_i = 0,25$.

3.6 KONTROLA 'POMERANJA' KONSTRUKCIJE

Yu81 nije eksplicitan u slučaju dispozicija sa torzionim deformacijama, da li treba proveriti translaciju centra mase („težište objekta“), ili je u pitanju pomeranje kritičnog zida, kod koga translacija+rotacija daju najveća pomeranja - zid Z1 u ovom slučaju. S obzirom da je u pitanju kriterijum oštećenja pregrada i fasada, za kontrolu se usvajaju pomeranja zida Z1.

Pomeranje vrha zida može da se odredi na osnovu njegovog pripadajućeg opterećenja-dijagrama momenata savajanja $M_{Ij} = \alpha_I M_{0j}$. Dovoljno je tačno (na ispitu, u fazi idejnog projekta) ako se pomeranja odrede na osnovu ukupnog seizmičkog opterećenja zida (= transversalnoj sili u uklještenju), i to 85% raspodeljeno linearno promenljivo, a 15% postavljeno u vrhu zida, sl. 3.15.



Slika 3.15 - Određivanje 'pomeranja' vrha zida

$$\begin{aligned} \alpha_I &= 0,2759 \\ \max Q_{0j} &= 2805,4 \text{ kN} \quad (\text{slika 3.14}) \\ S_I &= \alpha_I \max Q_{0j} \\ &= 0,2759 \times 2805,4 = 774,0 \text{ kN} \\ 0,85 S_I &= 0,85 \times 774,0 = 658,0 \text{ kN} \\ 0,15 S_I &= 0,15 \times 774,0 = 116,0 \text{ kN} \\ 0,5 q^* H &= 658,0 \rightarrow \\ q^* &= 658,0 / (0,5 \times 19,6) = 67,2 \text{ kN/m}' \\ & \quad (\text{sl. 3.15.b}) \\ MB 30 \rightarrow EI_I &= 3 \times 10^7 \times 1,325 = \\ & \quad 3,975 \times 10^7 \text{ kNm}^2 \end{aligned}$$

$$\delta_1 = 11 q^* H^4 / 120 EI_I =$$

$$11 \times 67,2 \times 19,6^4 / (120 \times 3,975 \times 10^7) = 0,023 \text{ m}$$

$$\delta_2 = 0,15 S_I H^3 / 3 EI_I = 116,0 \times 19,6^3 / (3 \times 3,975 \times 10^7) = 0,007 \text{ m}$$

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 = 0,023 + 0,007 = 0,030 \text{ m} < H/600 = 19,6/600 = 0,033 \text{ m}$$

Pomeranja su kao u slučaju okvira, Primer 2.

3.7 KONTROLA DUKTILNOSTI ZIDA Z1

Prema Yu81, član 73, iznos aksijalnog naprezanja zida usled gravitacionog opterećenja je ograničen:

$$\sigma_0 / \beta_B \leq 0,20 \quad \text{gde je } \sigma_0 = N/F \quad \beta_B = 0,7 \beta_K$$

$$\text{zid Z3, slika 3.9} \quad N = N_g + 0,5 N_p = 3686,2 + 0,5 \times 784,0 = 4078 \text{ kN}$$

$$\text{zid Z1} \quad N_I \approx 0,5 \times 4078 = 2039 \text{ kN}$$

$$MB 30 \rightarrow \beta_B = 0,7 \times 30 = 21 \text{ MPa}$$

$$b/l_w = 20/430 \rightarrow F = 20 \times 430 = 8600 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_0 = N/F = 2039/8600 = 0,24 \text{ kN/cm}^2 = 2,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_0 / \beta_B = 2,4/21 = 0,11 < 0,20$$

Uočiti da je u slučaju zida Z3 ovaj uslov prekoračen, treba podebljati zid u donjim etažama, ili povećati marku betona.

3.8 DIMENZIONISANJE ZIDA Z1 NA SAVIJANJE

Maksimalni uticaji u uklještenju zida

$$\begin{aligned} \text{Stalno opterećenje} \quad M_g &\approx 0 \\ N_g &\approx 0,5 \times 3686,2 = 1843,1 \text{ kN} \end{aligned} \quad (\text{sl. 3.9.b})$$

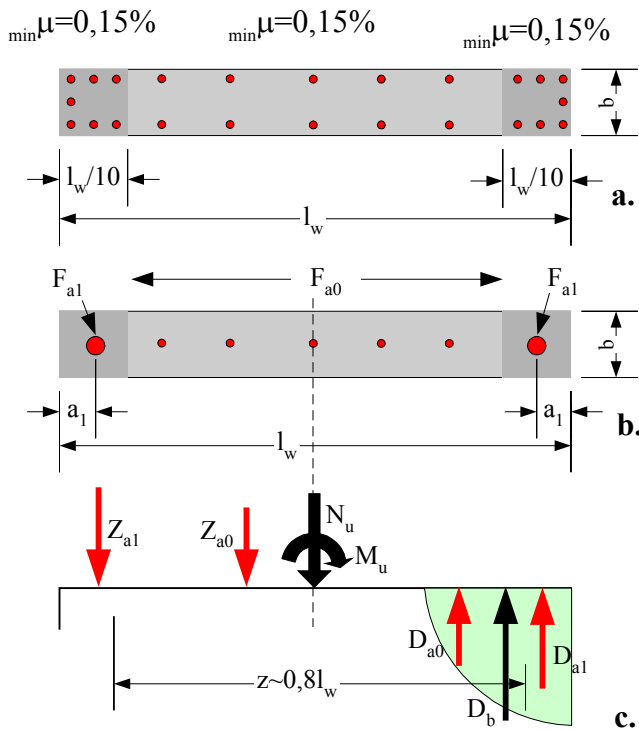
$$\begin{aligned} \text{Korisno opterećenje} \quad M_g &\approx 0 \\ N_p &\approx 0,5 \times 784,0 = 392,0 \text{ kN} \end{aligned} \quad (\text{sl. 3.9.c})$$

Zemljotres

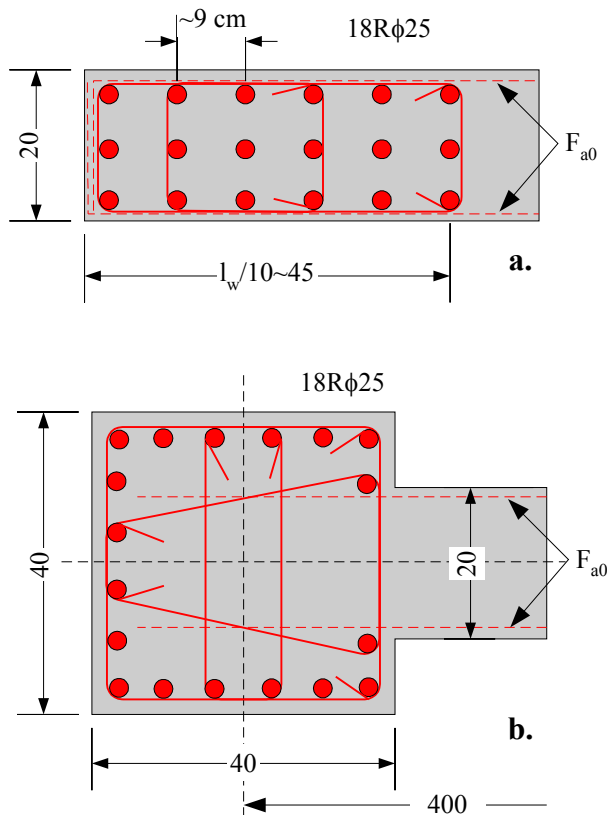
Merodavan je slučaj zemljotresa u X- pravcu, sa efektima torzije

$$\begin{aligned} N_s &\approx 0 \\ M_s &\approx \alpha_I M_{0j} = 0,2759 \times 41632 = 11486 \text{ kNm} \quad (\text{slika 3.14}) \end{aligned}$$

Zbog promenljivog znaka momenata savijanja zida pri zemljotresu, zidovi se armiraju simetrično.



Slika 3.16 - Koncept armiranja zida



Slika 3.17 - Armiranje kraja zida

Prema Yu81, član70, minimalni procenat armiranja ivičnom armaturom (F_{a1} na sl. 3.16.b) iznosi:

$$\mu_l = F_{a1} \times 100 / b l_w \geq 0,15\% \quad (3.18)$$

S obzirom na izduženi presjek, zid se armira i srednjom armaturom (F_{a0} na sl.3.16.b), čiji minimalni procenat iznosi takođe

$$\mu_0 = F_{a0} \times 100 / b l_w \geq 0,15\% \quad (3.19)$$

Ukupni minimalni procenat prema tome iznosi $0,45\%$, s tim da se ivična armatura (po $0,15\%$) raspoređuje na krajevima zida, na dužini $0,10l_w$, slika 3.16.a.

Korektan algoritam za dimensionisanje preseka zida treba da obuhvati sve unutrašnje sile preseka, sl. 3.16.c. (videti programirano ponašanje-deo A): za usvojenu srednju armaturu zida (F_{a0}), treba odrediti potrebnu ivičnu armaturu simetrično armiranog zida ($2F_{a1}$).

U praksi, pogotovu u fazi idejnih rešenja (i na ispitu!), obično se potrebna armatura proračunava kao za jednostruko armirani presjek, pa se usvaja jednaka na oba kraja zida (pretpostavka- lom „po čeliku“).

Granični uticaji- seizmička kombinacija:

$$N = N_g + 0,5N_p = 1843,1 + 0,5 \times 392,0 = 2039,1 \text{ kN}$$

Moment oko zategnute armature

$$M_{au} = \gamma_M M_s + \gamma_N N (l_w / 2 - a_1)$$

(pretpostavka $\epsilon_b < 3,5\%$)

Za određivanje nosivosti preseka-potrebne zategnute armature, pretpostavlja se povoljno dejstvo gravitacionih opterećenja

$$\gamma_M = 1,3$$

$$\gamma_N = 1,0$$

$$M_{au} = 1,3 \times 11486 + 1,0 \times 2039,1 (4,3/2 - 0,43/2) = 18877 \text{ kNm}$$

$\uparrow 0,10l_w/2$

$$RA 400/500; \sigma_v = 400 \text{ MPa}$$

$$l_w = 4,3 \text{ m } z \sim 0,8l_w = 0,8 \times 4,30 = 3,44 \text{ m}$$

$$pot F_{a1} \approx M_{au} / \sigma_v z - \gamma_N N / \sigma_v = 18877 \times 10^2 / (40,0 \times 344) - 1,0 \times 2039,1 / 40,0 = 86,21 \text{ cm}^2$$

Za prečnik vertikalne armature, kod zidova se obično usvaja

$$\begin{aligned}\varnothing_{v, \leq} & (1/8 - 1/10)b \\ & = (1/8 - 1/10)200 \approx \varnothing 25 - \varnothing 20\end{aligned}$$

Usvojeno: $18R\varnothing 25$ ($st_v F_a = 88,2 \text{ cm}^2$; $\mu_l = 88,2/20 \times 430 = 1,03\%$)

Na slici 3.17.a prikazan je detalj (pre)armiranja kraja zida, prema Yu81 pravilniku. Bolje rešenje je da se na krajevima zida formira „stub“, kako zbog smeštaja i utezanja armature uzengijama, tako i zbog oslanjanja greda (u ovom slučaju), slika 3.17.b. Yu81 ni u jednom stavu ne definiše utezanje krajeva zida, čak ni kao pojam!

Lokalni procenat armiranja ivičnog stuba

$$\mu = 88,2 \times 100 / 40^2 = 5,5 < 6\% \text{ (Yu 81)}$$

3.9 ZID Z1- OSIGURANJE OD LOMA TRANSVERZALNIM SILAMA

Maksimalni uticaji u uklještenju zida

$$Q_l = \alpha_l Q_{0l} = 0,2759 \times 2805,4 = 774,0 \text{ kN}$$

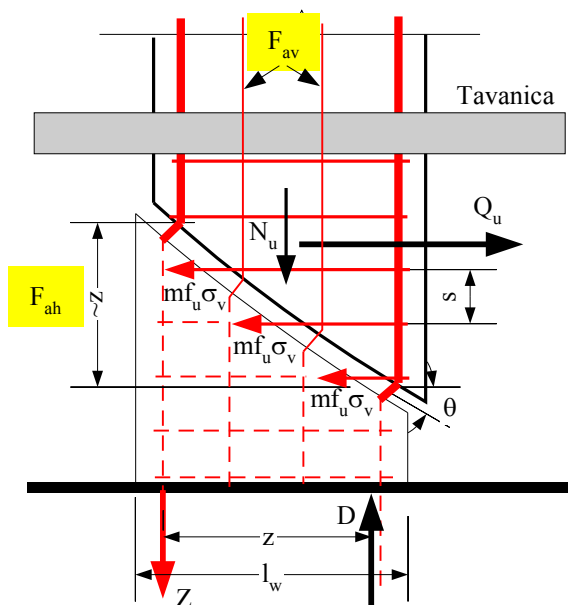
Prema BAB-u, ograničena je veličina maksimalnog „nominalnog napona smicanja“ τ_m

$$\tau_m = \gamma Q_l / bz \leq 5 \tau_r$$

$$MB 30 \rightarrow \tau_r = 1,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_m = 1,3 \times 774,0 / (20 \times 334) = 0,15 \text{ kN/cm}^2 = 1,5 \text{ MPa} < 5 \tau_r$$

Prema Yu81, član 71, 'računska seizmička poprečna sila zida isključivo se pokriva horizontalnom armaturom, sa minimalnim procentom armiranja $\mu = 0,20\%$ površine vertikalnog preseka zida!'



Slika 3.18 - Obezbeđenje od loma 'rebra' zida

Ako je („model rešetke“) nagib pritisnute dijagonale $\theta = 45^0$ (ugao prsline $\sim 45^0$), ukupna horizontalna armatura F_{aH} koja 'premošćuje' prslinu visine $h \approx z$ iznosi, slika 3.18:

$$\Sigma X = 0 \rightarrow F_{aH} \sigma_v = \gamma Q = Q_u$$

ili, na metar dužni visine zida

$$f_{aH} = F_{aH} / z \approx Q_u / 0,8 l_w \sigma_v \text{ (cm}^2/\text{cm)} \quad (3.20)$$

$$f_{aH} = 1,3 \times 774,0 / (40 \times 344) = 0,073 \text{ (cm}^2/\text{cm)}$$

$$\mu = f_{aH} / b = 0,073 / 20 = 0,36\% > \min \mu = 0,2\%$$

usvojeno: $\pm R\varnothing 10/20$

$$R\varnothing 10 \rightarrow f_u = 0,59 \text{ cm}^2$$

$$e = 20 \text{ cm (razmak)}$$

$$st_v \mu = 2 f_u / be = 2 \times 0,79 / (20 \times 20)$$

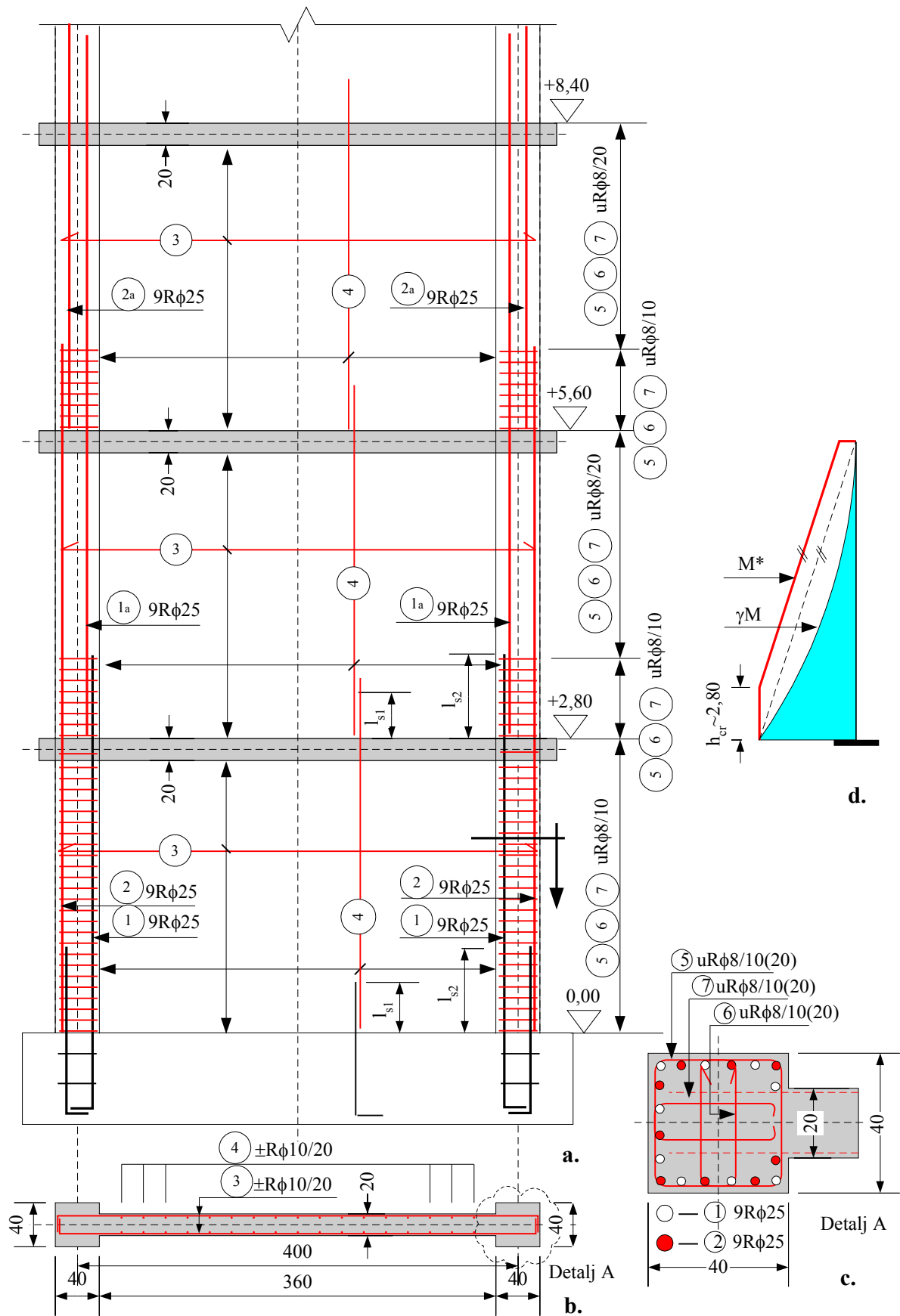
$$= 0,395\% > pot \mu = 0,36\%$$

Vertikalna armatura F_{a0} srednjeg dela rebra zida (F_{av} na sl. 3.18) obično se usvaja jednaka horizontalnoj

usvojeno: $\pm R\varnothing 10/20$

3.10 KONSTRUISANJE ARMATURE ZIDA Z1

Prema Yu81, član 74: „srednja armatura (rebra) nastavlja se na preklop, a na krajevima (ivična armatura) zavarivanjem, ili se armatura vodi kroz dva sprata, čime se 50% nastavlja preklapanjem na svakom spratu“. Plan armature zida prikazan je na slici 3.19.



Slika 3.19 - Shema armiranja zida Z1

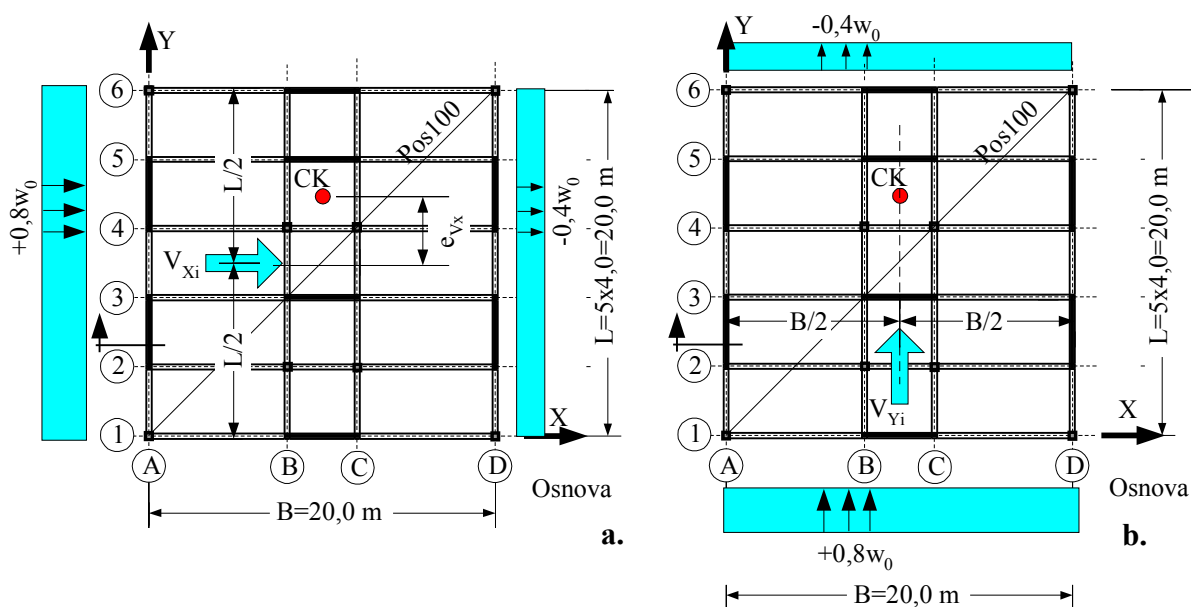
Za ivičnu armaturu zida, u okviru stubova, usvojen je koncept vodjenja armature kroz dva sprata, tako da se u jednom nivou nastavlja 50% armature. Srednja armatura zida može da se vodi od sprata do sprata. Izvodjačima najviše odgovara da se za svu vertikalnu armaturu iz temelja ispuste samo ankeri, što treba izbegavati, osim ako se ne obezbedi 'fino' armiranje nastavka 100% ivične armature (recimo prema Evrokodu 2), ili zavarivanje.

Na višim spratovima može da se proredi ivična armatura zida, dozvoljeno je 'pokrivanje' dijagrama momenata savijanja zida prema modifikovanoj liniji zatežućih sila na slici 3.19.d. (videti BAB).

3.11 UTICAJ VETRA NA KONSTRUKCIJU

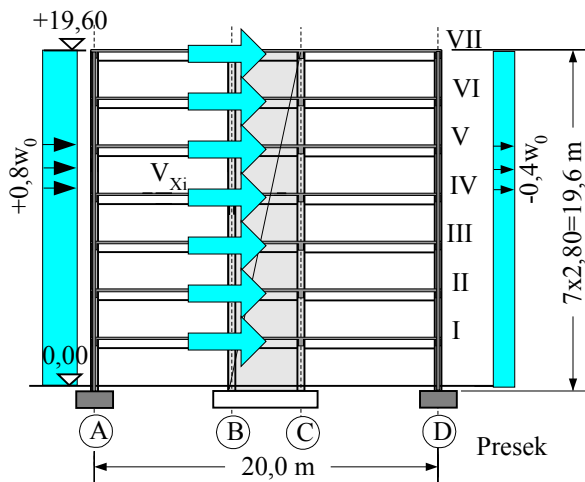
Iako je glavna tema ovoga primera analiza uticaja zemljotresa, u okviru izrade godišnjeg rada, a i na pismenom delu ispita potrebno je uraditi i analizu uticaja usled dejstva vetra na objekat, i noseće elemente konstrukcije dimenzionisati prema 'merodavnim uticajima'. Zadaci se rade na nivou 'idejnog rešenja', pa se u ovom poglavlju data kratka uputstva za ocenu uticaja usled dejstva vetra. Postupak potiče iz ranijih propisa, i nije saglasan sa važećim propisima za opterećenje vetrom, ali ga verovatno i danas stariji inženjeri primenjuju u fazi idejnih rešenja, jer je jednostavan a i poznato je da uobičajene betonske konstrukcije nisu preterano osetljive na dejstva vetra.

Zavisno od očekivanih maksimalnih dejstava vetra, teritorija zemlje podeljena je na 'zone' sa definisanim nominalnim pritiskom vetra - 'osnovnim dejstvom vetra - w_0 (kN/m²)'. Za betonske konstrukcije na području Beograda, nekada se usvajalo $w_0 = 0,75$ kN/m², na primer.

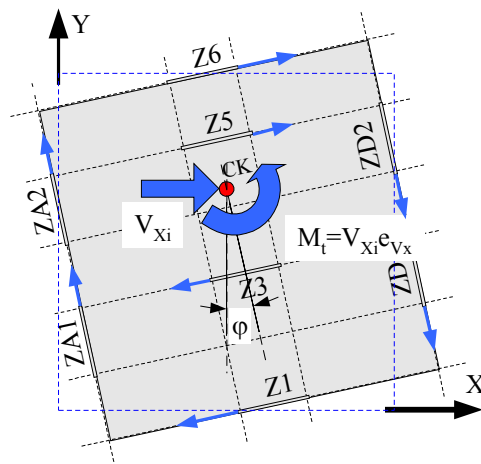


Slika 3.20 - Dejstvo vetra na objekat izraženo kao 'pritiskak', odnosno 'sisanje' u X, odnosno Y - pravcu.

Za uobičajene četvorougaoone oblike osnova objekata, efekat vetra se na fasadi direktno izloženoj vetru manifestuje kao pritiskujuće dejstvo u iznosu $+0,8w_0$, a na naspramnoj strani kao istovremeno 'sišuće' dejstvo vetra u iznosu $-0,4w_0$, slika 3.20. Maksimalno dejstvo vetra usvaja se da deluje ili u pravcu X (slika 3.20.a), ili u pravcu Y (slika 3.20.b), ali ne i istovremeno iz oba pravca. Vetar duva na fasadu koja svoje reakcije prenosi na tavanice, tako da se u nivou tavanice 'i' javlja rezultujuća 'spratna sila' vetra $V_i = (0,8w_0 + 0,4w_0)lh_i$, gde je l - širina fasade upravno na pravac dejstva vetra ($l=L$ za pravac X, slika 3.20.a, odnosno $l=B$ za pravac Y, slika 3.20.b), a h_i - spratna visina.



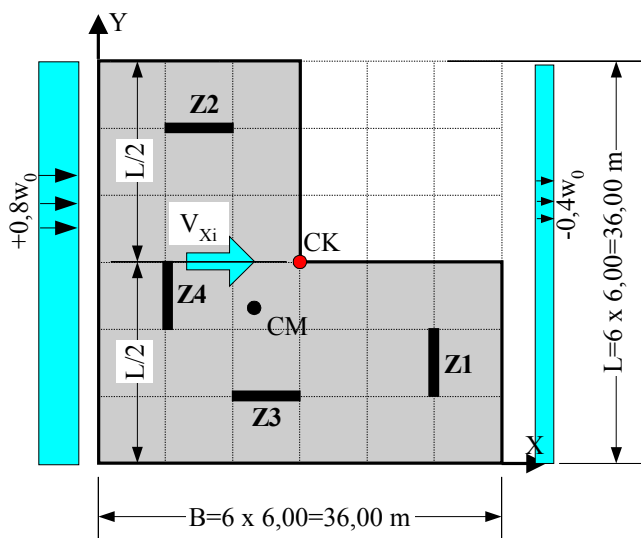
Slika 3.21 - Približno dejstvo vetra po visini nižih objekata



Slika 3.22 - Torzija objekta u osnovi usled dejstva vetra

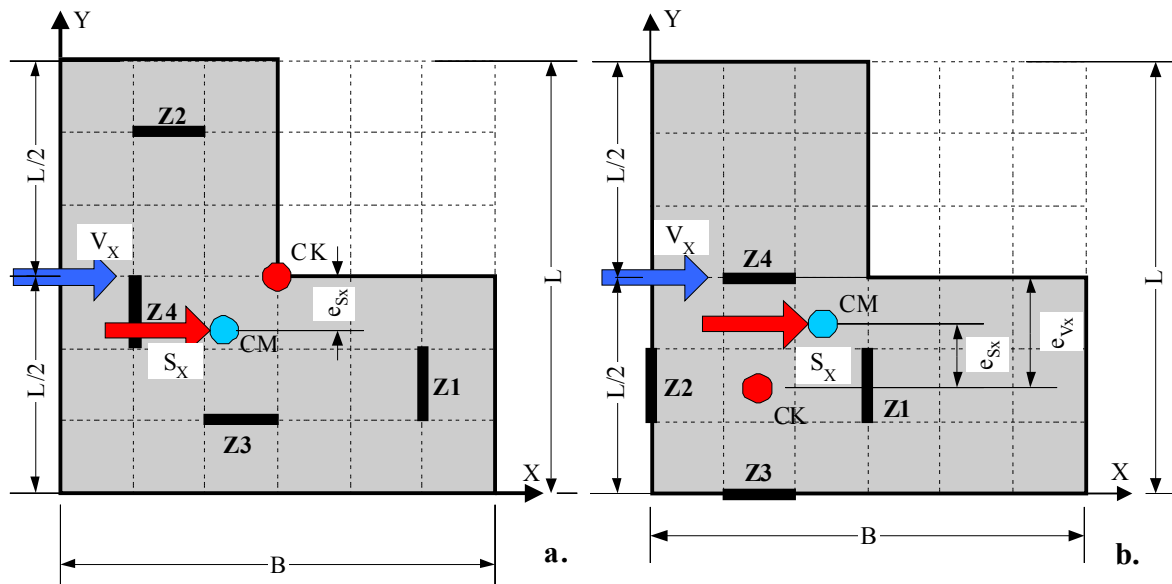
Intenzitet vetra se menja po visini objekta, ali se za uobičajene visine objekata u fazi idejnih rešenja može usvojiti da je konstantan po visini, slika 3.21.

Ukoliko pravac spratne rezultante vetra V ne prolazi kroz centar krutosti sprata CK , kao i slučaju dejstva zemljotresa nastupiće uvrtnanje konstrukcije usled dejstva torzionih momenata M_t , slika 3.20.a i slika 3.22. Poreklo sila je različito, i različito se određuju, ali se njihov 'statički efekat' na konstrukciju računa na identičan način, već prikazan u delu o dejstvu zemljotresa, izraz 3.17. S obzirom da se pri dejstvu vetra na uobičajene objekte ne očekuju izraženiji dinamički efekti, to se pri analizi dejstva vetra za vrednost koeficijenta K_T u izrazu 3.17 usvaja $K_T = 1,0$, odnosno $\alpha_i = I_i / \sum_i I_i + e I_i r_i / \sum_i I_i r_i^2$.



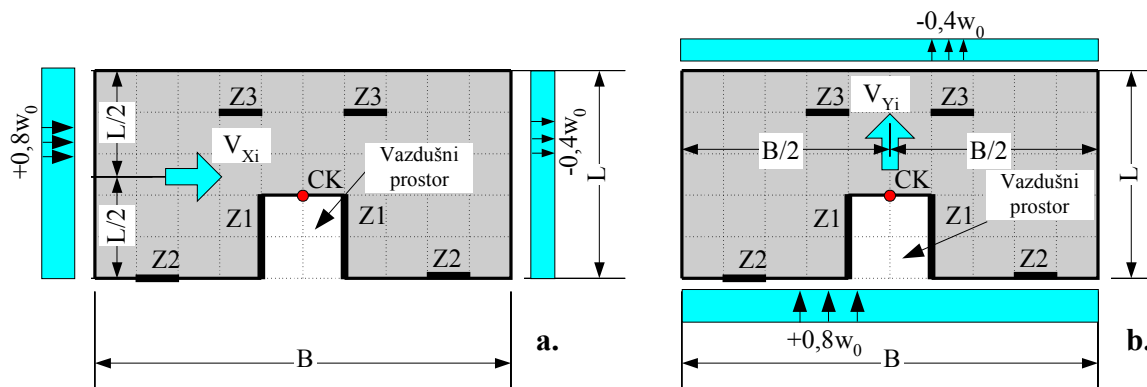
Slika 3.23 - Slučaj kada spratne rezultante usled vetra odnosno zemljotresa ne deluju u istim napadnim tačkama

U slučaju prikazanom na slici 3.20, ekscentricitet spratnih rezultanti usled vetra odnosno zemljotresa je identičan, jer rezultanta vetra deluje kroz centar mase tavanice CM . To ne mora uvek da je slučaj, slika 3.23 na primer. Oblik osnove i raspored nosećih zidova $Z1-Z4$ u osnovi je takav da rezultanta vetra prolazi kroz centar krutosti CK , tako da nema dopunskih torzionih dejstava usled vetra. Za razliku od spratne sile vetra koja je rezultanta pritisaka na fasadu, spratna sila usled zemljotresa je inercijalna, i njena rezultanta deluje u centru mase CM , čiji položaj zavisi od oblika osnove i rasporeda masa. U slučaju prikazanom na slici 3.23, dejstvo zemljotresa izaziva i torzione efekte, za razliku od dejstva vetra, slika 3.24.a. U slučaju prikazanom na slici 3.24.b, oba dejstva izazivaju torzione efekte, ali sa različitim ekscentricitetom u odnosu na centar krutosti CK .



Slika 3.24 - Rezultujuće spratne sile usled vetra - V , odnosno zemljotresa - S

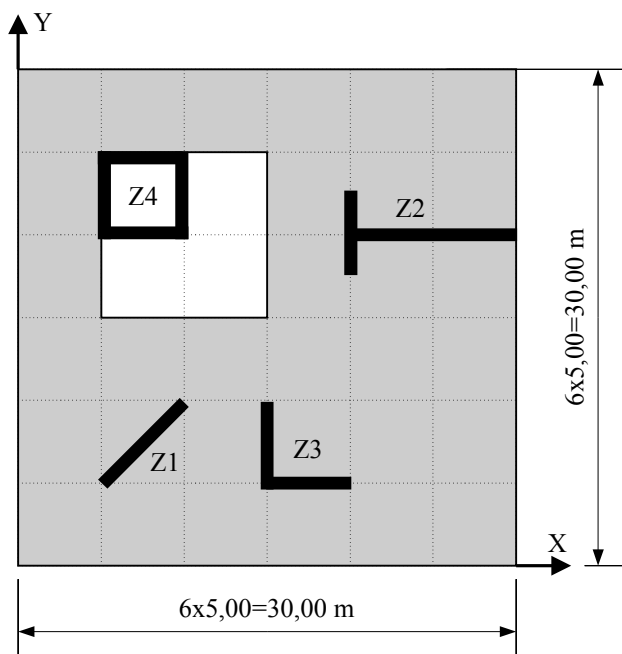
U slučaju nepravilnih osnova zgrada, efekti vetra mogu da budu složeni, posebno kada su u pitanju lokalna dejstva na pojedine elemente ili zone objekta. Za ocenu globalnog ponašanja konstrukcije i utvrđivanje potrebne nosivosti glavnih nosećih elemenata - zidova u ovom slučaju, dovoljno je tačno da se na nivou idejnog rešenja efekat vetra razmatra kao dejstvo na 'projekciju fasade', uz zanemarenje lokalnih nepravilnosti osnove, slika 3.25.



Slika 3.25 - Ocena dejstva vetra za kontrolu nosivosti objekata sa nepravilnim osnovama

3.12 SLUČAJEVI SLOŽENIH OBLIKA NOSEĆIH AB ZIDOVA

Sva dosadašnja razmatranja odnosila su se na osnovni oblik 'pravougaonog preseka' zida, sa eventualnim ojačanjima-'stubovima' na krajevima, u kom slučaju može da se govori o I -preseku nosećeg zida. Pored toga, položaj zidova u osnovi u svim primerima je takav da se pravac pružanja svih zidova poklapa sa pravicima 'glavnih osa inercije' konstrukcije - na ortogonalnoj osnovi usvojen je i ortogonalni pravac pružanja zidova, u X i Y -pravcu. U praksi, zidovi se pojavljuju sa različitim oblicima preseka kao i položajima u konstrukciji, slika 3.26.



Slika 3.26 - Različiti oblici preseka i položaja zidova

Kvadratni oblik osnove objekta sugeriše da se dejstva zemljotresa analiziraju u ortogonalnom X - Y sistemu, kao i u svim prethodnim primerima. Kosi položaj jednog zida - $Z1$ na primer, sa rotiranim sopstvenim osama inercije u odnosu na X - Y sistem dovoljan je da i 'glavne ose inercije' konstrukcije u celini ne budu paralelne X - Y osama, pa bi u principu trebalo analizirati dejstva zemljotresa u pravcima glavnih osa inercije konstrukcije. Na projektantu je da odluči o računskom pravcu delovanja horizontalnih dejstava. U okviru ovoga kursa, ovakvi se slučajevi ne razmatraju, pa se i ne pojavljuju u godišnjim zadacima, odnosno pismenom delu ispita. To važi i za sve ostale primere oblika zidova na slici 3.26.

Tretman složenog T -preseka zida $Z2$ na slici 3.26 u praksi zavisi od primenjene metode analize. Ako se radi 'peške', kao u

prethodnom primeru, tada 'rebro'- duži deo zida (sa eventualnim efektom sadejstvujuće širine flanše na krutost u X -pravcu) može da se razmatra kao 'zid u X -pravcu', a da se flanša zida razmatra kao poseban zid u Y -pravcu, svako sa svojim položajem u odnosu na X - Y ose. Isto važi i za određene vrste softvera za analizu uticaja zemljotresa, kao što je 'TABS', na primer. Ako se koriste softveri na bazi metode konačnih elemenata, stvari mogu značajno da odstupe od očiglednosti pa i od pretpostavki propisa.

Slično slučaju zida $Z2$, L -presek zida $Z3$ se u praksi često razmatra kao slučaj dva posebna zida u X odnosno Y -pravcu, bar pri proračunu uticaja. Problem može da nastane pri dimenzionisanju, jer je u pitanju ipak jedinstven presek. Pravilnije je vektorski sabrati uticaje dobijene u pojedinim 'krilima' L -preseka, i potom dimenzionisati jedinstveni presek, nego svaki deo zida dimenzionisati sa svojim računskim uticajima.

U slučaju sandučastih preseka zidova tipičnih za liftovska jezgra, zid $Z4$ na slici 3.26 na primer, u praksi se koriste različiti modeli, što zavisi od primenjene metode analize, ali i od vitkosti jezgra - odnosa visine jezgra prema najvećoj dimenziji preseka u osnovi. Što je vitkost veća, ponašanje jezgra sandučastog preseka sve se više približava ponašanju stuba sandučastog preseka. U tom slučaju, sandučasti presek jezgra može da se modelira sa dva odvojena konzolna elementa u X odnosno Y -pravcu, sa odgovarajućom krutošću za svaki pravac. Sa dobijenim uticajima, vitko jezgro se dimenzioniše kao stub sandučastog preseka.

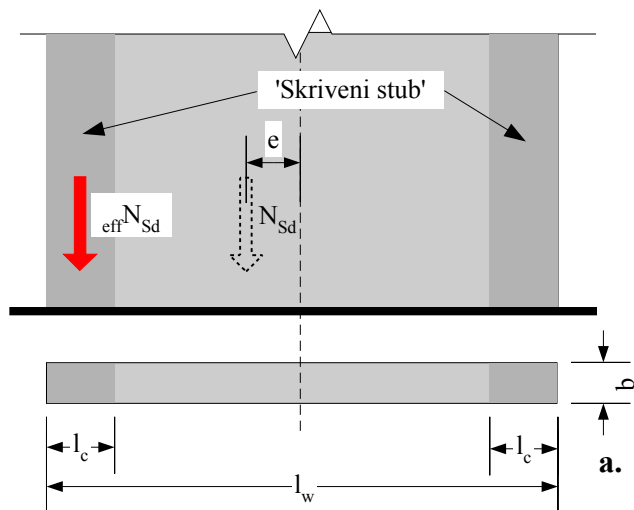
U slučaju niskih - 'zdepastih' jezgara, obično se za krutost jezgra u X odnosno Y -pravcu usvajaju samo zidovi koji se pružaju u razmatranom pravcu, sa ili bez efekta flanši zbog prisustva zidova u ortogonalnom pravcu. Ako se koriste softveri na bazi konačnih elemenata, treba pažljivo interpretirati rezultate imajući u vidu pretpostavke u vezi ponašanja betonskih elemenata u slučaju zemljotresa.

Ponovimo, slučajevi sa slike 3.26 nisu predmet ovoga kursa.

3.13 PITANJA I ODGOVORI

3.13.1 Osim ograničenja aksijalnog napreznja ($\sigma_0 < 0,2\beta_B$), Yu81 ne postavlja druge zahteve za obezbeđenje duktilnosti zidova. Šta zahteva EC8, na primer?

Da bi se ostvarila potrebna krivina preseka zida, potrebno je povećati kapacitet dilatacija pritisnutih krajeva zida.



Slika 3.27 - 'Skriveni stub' na krajevima zida

Kraj zida na dužini $l_c = 0,15l_w$, EC8 tretira kao „skriveni stub“, opterećen centrično „efektivnom normalnom silom“ $effN_u$. Za ovaj „stub“ važe ista pravila i postupci za obezbeđenje potrebne duktilnosti kao i za normalne stubove, slika 3.27- videti i Primer 1.

Prema EC8:

$$effN_{sd} = 0,5(N_{sd}/2 + M_{sd}/z) \quad (3.21)$$

Bezdimenzionalna efektivna normalna sila

$$effv_d = effN_{sd}/A_c f_{cd} \quad (\text{videti 1.6, str. 1-9})$$

$$A_c = bl_c = 0,15bl_w$$

Za konstrukciju određene klase duktilnosti (DCH u ovom slučaju, prema Yu81), ograničava se $effv_d$ i zahteva se

odgovarajuće utezanje uzengijama preseka „skrivenog stuba“.

Ilustracija na primeru zida Z1

$$N_{sd} = \gamma N = 2039,1 \text{ kN} \quad (\gamma = 1,0, \text{ prema EC8})$$

$$M_{sd} = \gamma M_s = 11486 \text{ kNm} \quad (\gamma = 1,0, \text{ prema EC8})$$

$$z \approx l_w - l_c = l_w - 0,15l_w = 0,85l_w = 0,85 \times 4,3 = 3,65 \text{ m}$$

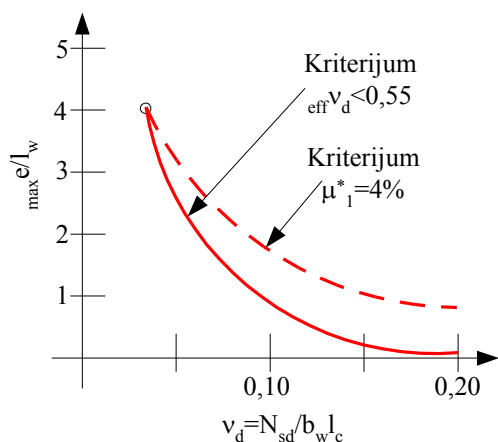
$$effN_{sd} = 0,5(2039,1/2 + 11486/3,65) = 2083 \text{ kN}$$

$$C 25/30 \rightarrow f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 25/1,5 = 16,67 \text{ MPa} \quad (\text{videti Primer 1})$$

$$A_c = bl_c = 0,15bl_w = 0,15 \times 20 \times 430 = 1290 \text{ cm}^2$$

$$effv_d = effN_{sd}/A_c f_{cd} = 2083/(1290 \times 16,67) = 0,97 > maxv_d = 0,55 \text{ (DCH)}$$

Pritisak na kraju zida je prevelik i ne može da se realizuje potrebna duktilnost zida! U ovom slučaju je moment savijanja zida prevelik. U našoj praksi, veličina momenta savijanja koji zid može da prenese limitirana je ili nosivošću zida, ili uslovima smeštaja zategnute armature.



Slika 3.28 - Ograničenje veličine momenta savijanja zida

Prema EC8, uslov obezbeđenja duktilnosti pritisnutog kraja zida postaje merodavan!, slika 3.28. Za dati nivo aksijalnog opterećenja ukupnog preseka zida v_d , EC8 praktično ograničava maksimalni dozvoljeni ekscentricitet

$$e = M_{sd} / N_{sd}$$

izražen na slici 3.28 u odnosu na dužinu zida e/l_w .

Prema EC8, (ako se ne varamo), procenat armiranja u bilo kom delu zida ne sme da bude veći od 4 % (kao za stubove). U tom slučaju, i „lokalni procenat armiranja“ skrivenog stuba kraja zida treba da je manji od 4 %.

$$\mu_1^* = F_{a1} / bl_c \leq 4 \%$$

U ovom primeru, $F_a = 88,2 \text{ cm}^2$ (sl. 3.17.a)

$$\mu_1^* = 88,2 / (0,15 \times 20 \times 430) = 6,8\% > 4\%$$

Da li proširenje kraja zida i formiranje stuba reševa problem prema EC8?

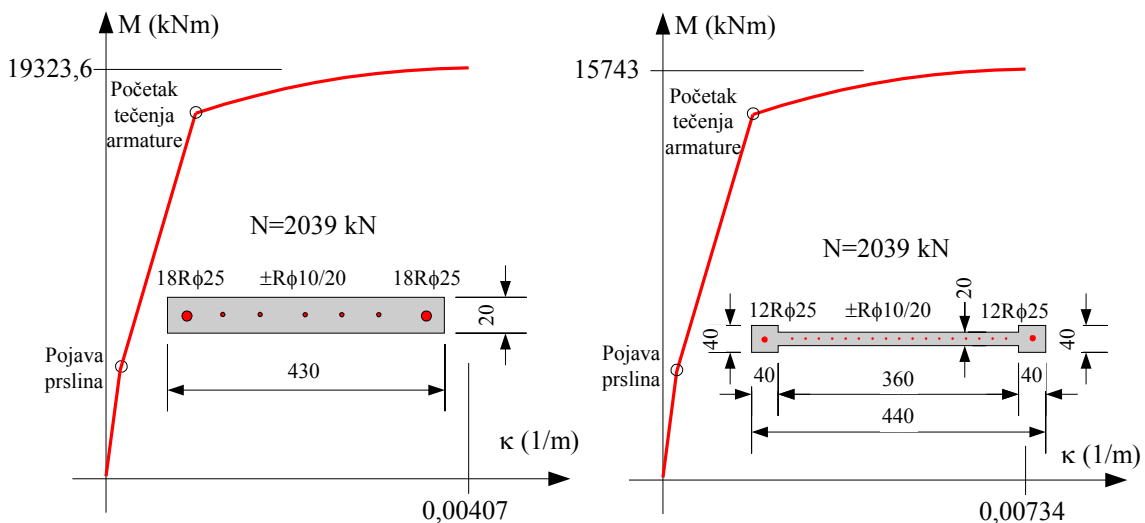
$$b/d = 40/40 \rightarrow \text{eff}v_d \approx 2083 / (40^2 \times 1,667) = 0,78 > 0,55$$

$$b/d = 50/50 \rightarrow \text{eff}v_d \approx 2083 / (50^2 \times 1,667) = 0,50 < 0,55 \text{ Ok.}$$

Proračun uzengija za utezanje betona u svemu kao u Primeru 1, sa normalnom silom $\text{eff}N_{sd}$, i sa $\mu_{1/r} = q^2 = 4^2 = 16$ („samostalni zid“)

3.13.2 Realni kapacitet nosivosti na savijanje preseka zida Z1 u uklještenju verovatno da je veći od računski potrebnog, $M_s = 11486 \text{ kNm}$: zbog zanemarenja nosivosti srednje armature F_{a0} (usvojeno $\pm R\emptyset 10/20$), zbog zanemarenja efekta pritisnute armature a možda i zbog konzervativne procene kraka unutrašnjih sila $z = 0,8l_w$. Kako se to odražava na „programirano ponašanje“ zida i konstrukcije u celini (videti 6.18- deo A)?

Dijagram moment-krivina za usvojenu armaturu preseka zida Z1 i normalnu silu $N = 2039 \text{ kN}$ dat je na slici 3.29.



Slika 3.29 - Računski dijagram moment-krivina zida bez, i sa ojačanjima na krajevima pri 'monotonom opitu' - savijanju u jednom pravcu

Realni kapacitet na savijanje iznosi, slika 3.29.a

$$M_u = 19323,6 \text{ kNm}$$

$$(> 1,3 M_s = 1,3 \times 11486 = 14932 \text{ kNm})$$

Presek je nepotrebno prearmiran. Tačniji proračun pokazuje da potrebna armatura iznosi

$$12R\emptyset 25 (\mu_1^* = 4,5\%)$$

$$M_u = 14980 \text{ kNm} \approx 1,3 M_s$$

U slučaju preseka zida Z1 sa ojačanjem na krajevima – stubovima, nosivost preseka armiranog sa $12R\emptyset 25$ na krajevima je, slika 3.29.b, iznosi

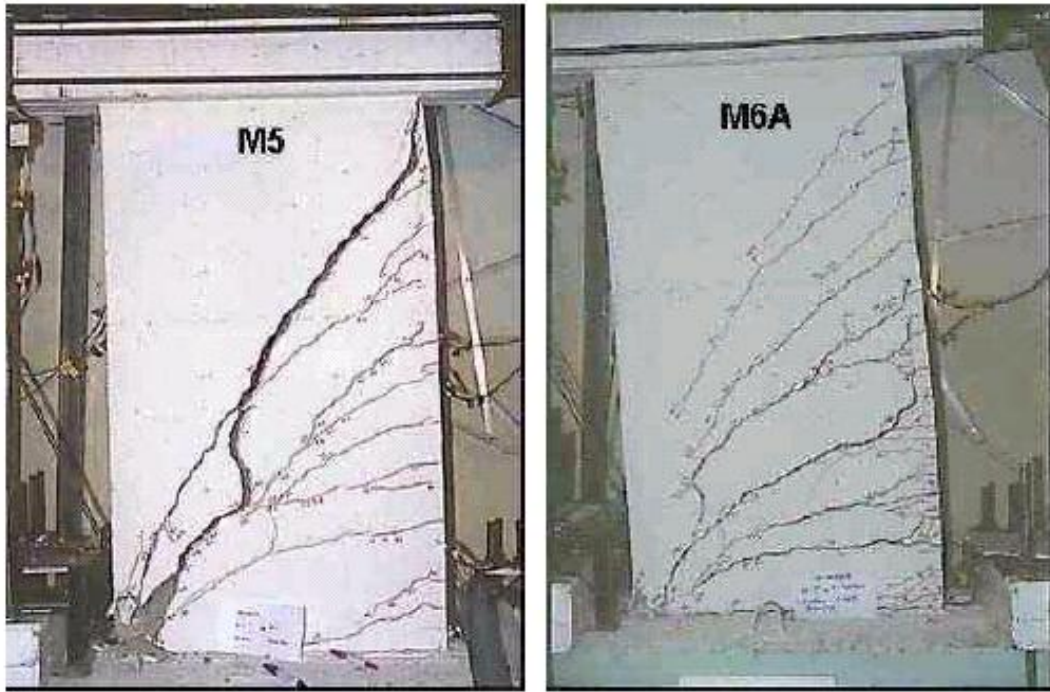
$$M_u = 15743,7 \text{ kNm}$$

(veći krak sila), ali je i maksimalna krivina preseka

$$\text{max}\kappa = 0,00734$$

znatno veća nego u slučaju pravougaonog preseka sa istom armaturom, slika 3.29.b.

Već kada je reč o teorijskoj vezi moment-krivina preseka zida, izgled fragmenata zidova nakon statičkog ispitivanja savijanjem u jednom pravcu prikazan je na slici 3.30. Zidovi su dostigli maksimalnu nosivost na savijanje i nastupilo je razvlačenje zategnute armature, uz pojavu prslina pa i pukotina, uz naglašen uticaj transverzalnih sila.

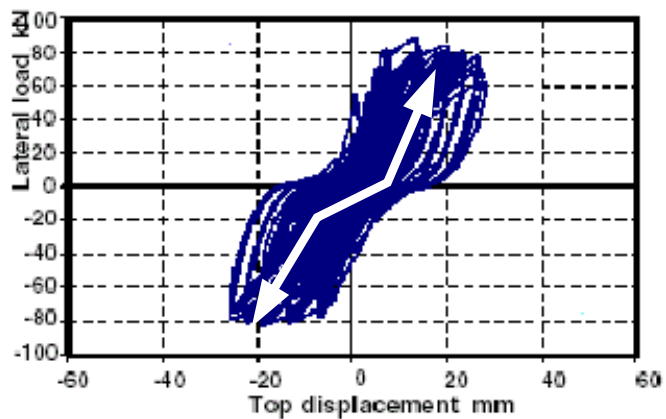


Slika 3.30 - Slika prslina pri savijanju u jednom pravcu - 'monotoni opit'

Slučaj na slici 3.30 nije tipičan za efekte uobičajenih zemljotresa, mada je moguć, u slučaju zemljotresa sa jednim izraženim impulsom i deformacijom konstrukcije praktično u jednom smeru, nalik monotonom statičkom opitu. Mere koje zahtevaju propisi obično podrazumevaju da će zid u toku zemljotresa morati pouzdano da izdrži 5-6 ciklusa značajnih alternativnih deformacija, uz veliki broj ciklusa sa malim amplitudama pomeranja.



a.

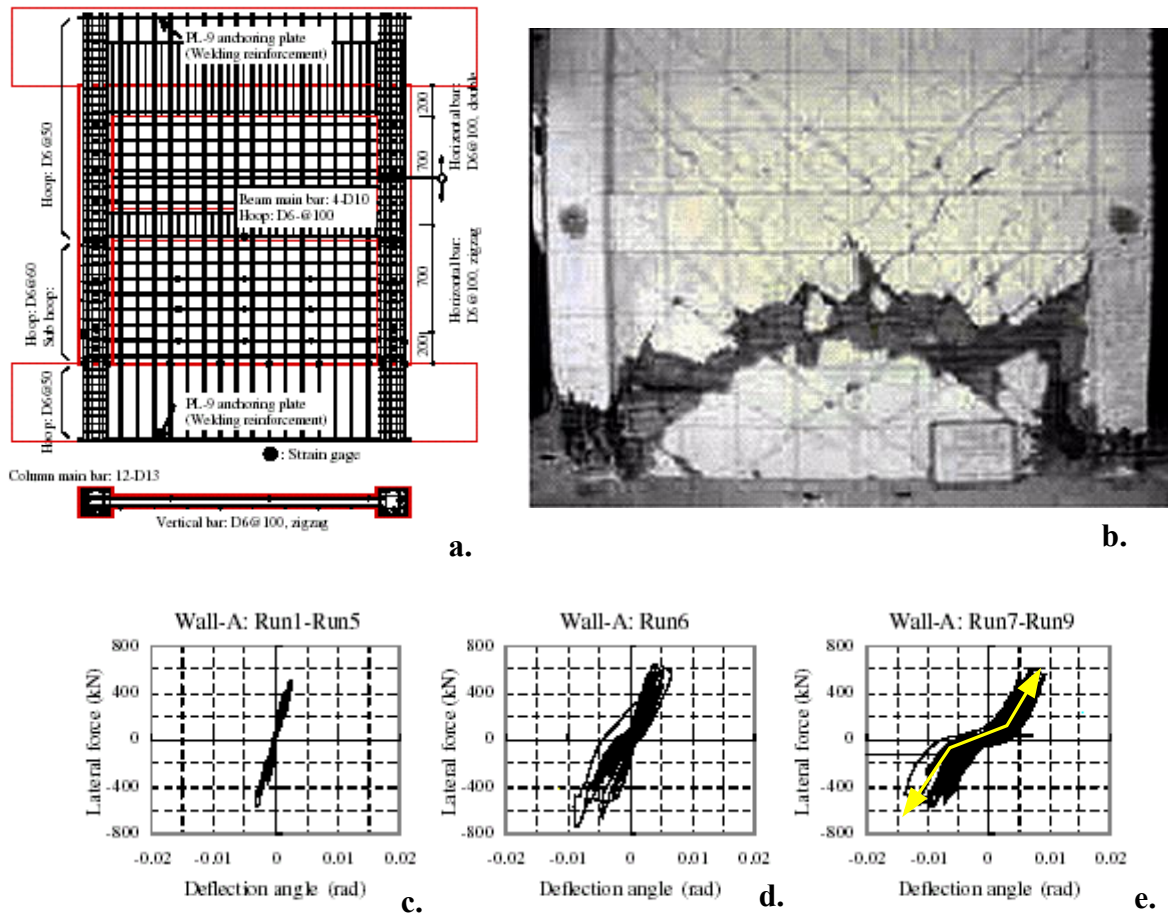


b.

Slika 3.31 - Slika prslina u uklještenu zida nakon cikličnog opita i histerezisni dijagram

Slika prslina i veza 'sila u vrhu - pomeranje vrha' stuba nakon opita cikličnih deformacija prikazani su na slici 3.31.a. Karakteristične su ukrštene X-prsline, uz tendenciju njihovog spajanja u veće prsline-pukotine, slika 3.31.a. Za dijagram sila-pomeranje, tzv. 'histerezisni dijagram', karakteristična je pojava razmicanja pozitivne i negativne grane - pojava tzv. 'uštinuća' dijagrama. Nakon dostizanja maksimalne amplitude pomeranja u jednom smeru i otvaranja pratećih prslina, pri povratku u suprotnom smeru zid ima tendenciju da 'prokliza' preko ukrštenih prslina koje se još nisu zatvorile, i formirale 'pritisnutu' zonu betona. Ova

pojava je izraženija kod 'zdepastih' zidova, kod kojih dominantna deformacija usled smicanja zida.



Slika 3.32 - Ciklični opit AB zida

Drugi primer opita zida pri cikličnim deformacijama prikazan je na slici 3.32. Naglašena je pojava spajanja ukrštenih prslina, slika 3.32.b, praćena 'uštinućem' histerezisne krive sila-rotacija, slika 3.32.e. Pri malim amplitudama cikličnih deformacija zid se ponaša 'elastično', slika 3.32.c. Sa porastom amplituda deformacija, nastaje degradacija betona u zoni uklještenja praćena klizanjem zida, slika 3.32.e.

Prema konceptu „programiranog ponašanja“, proračunske transverzalne sile zida treba korigovati, uskladiti sa „realnom“ nosivošću na savijanje, slika 6.21- deo A.

Presek u uklještenju zida ZI dimenzionisan je na računске uticaje

$$Q_s = 774 \text{ kNm} (=S)$$

$$M_s = Sz = 11486 \text{ kNm}.$$

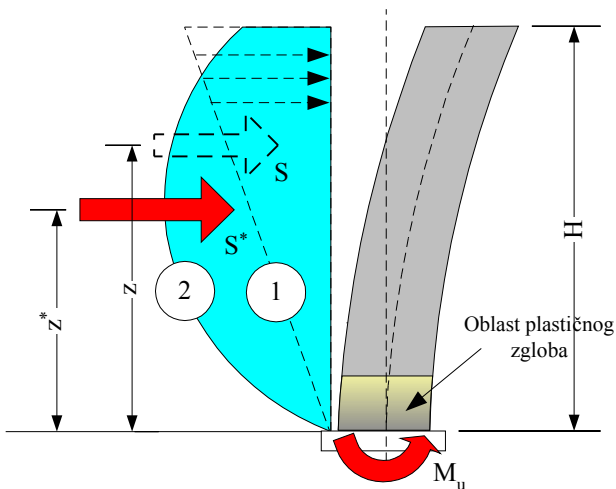
Pri realnoj nosivosti na savijanje

$$M_u = 19323,6 \text{ kNm} \text{ (sl. 3.9.a)}$$

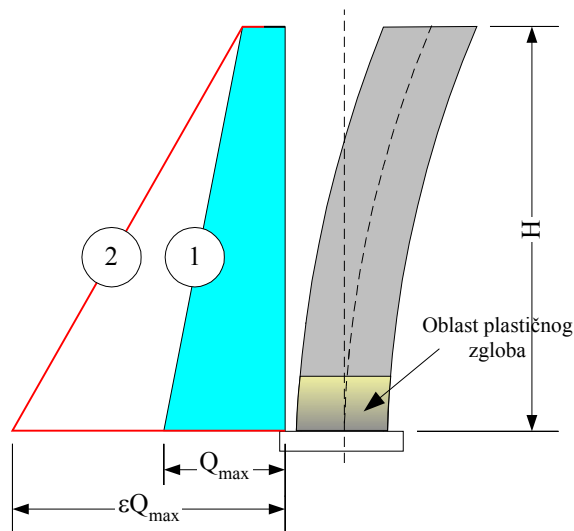
i istom kraku z rezultante, pri pomeranjima usled zemljotresa, rezultanta S seizmičkog opterećenja će da bude veća, proporcionalno nosivosti na savijanje „plastičnog zgloba“. Zbog efekata viših tonova oscilacija, raspodela seizmičkog opterećenja odstupa od računski pretpostavljene (trougao) raspodele, tako da rezultanta S^* može da ima manji krak z^* u odnosu na uklještenje, slika 3.33. Maksimalna transverzalna sila iznosi

$$Q^* = M_u / z^*$$

što sve zajedno EC8 obuhvata „faktorom uvećanja transverzalnih sila“ - ϵ .



Slika 3.33 - Računsko i 'proračunsko' opterećenje zida



Slika 3.34 - Računski i korigovani dijagram transverzalnih sila zida

$$\varepsilon = q \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd} M_u}{q M_s}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)}\right)^2} < q$$

$$Q^* = \varepsilon Q$$

$q = 4,0$ - faktor ponašanja za zidove bez otvora

$\gamma_{Rd} = 1,25$ - faktor preopterećenja

$M_u/M_s = 19323,6/14912 = 1,29$ - odnos realne i potrebne nosivosti na savijanje plastičnog zgloba

$T_c = 0,8 s$ - karakteristična perioda spektra ubrzanja za pretpostavljeno tlo kategorije „C“, sl. 6.3- deo A.

$T_1 = 0,82 s$ - računski period

$S_e(T_c)/S_e(T_1) \approx 1$ - odnos ordinata elastičnog spektra ubrzanja, izraz 6.3-A deo A.

$$\varepsilon = 4,0 \sqrt{\left(\frac{1,25}{4,0} 1,29\right)^2 + 0,1 \times 1,0^2} = 2,05 < q = 4,0$$

Zid Z1 trebalo bi proveriti za uticaj maksimalne transverzalne sile

$Q^* = 2,05 \times 774 = 1586,7 kN$ (dva puta veća transv.sila od računске sile S!)

Faktor uvećanja ε ne treba usvajati veći od vrednosti faktora ponašanja q , jer vrednost transverzalne sile $q \times Q$ predstavlja približno „elastičan odgovor konstrukcije“. Proračunska anvelopa transverzalnih sila koriguje se prema slici 3.24.



Slika 3.35 - Oštećenja zida nakon zemljotresa

Za ilustraciju, značajna oštećenja zida u zoni uklještenja - 'plastičnog zgloba' pri zemljotresu u Kobe-u (Japan) 1995. godine prikazana su na slici 3.35.

Prekomerna oštećenja zidova pri zemljotresu u Turskoj prikazana su na slici 3.36. Uočiti širinu prslina-pukotina, i čoveka koji provlači šaku kroz raspukli zid! Ovo svakako nije primer dobrog ponašanja AB

zida pri zemljotresu. I pored svega, zid je zadržao dovoljnu nosivost za gravitaciona opterećenja, tako da nije nastupio potpuni kolaps konstrukcije.

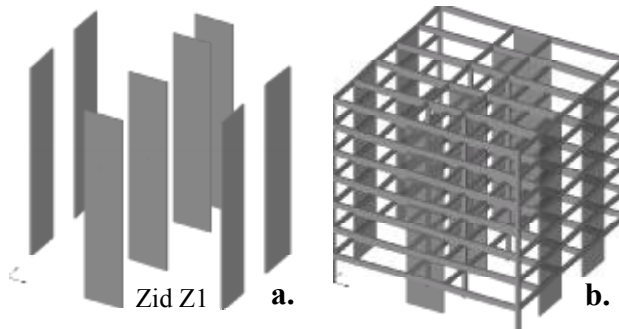


Slika 3.36 - Prekomerna oštećenja zidova pri zemljotresu u Turskoj

3.13.3 A šta je sa zahtevom Yu81 da okvire treba dimenzionisati na 25 % računskog seizmičkog opterećenja?

U praksi, na projektantu je da proceni da li će za osnovni sistem za prijem horizontalnih uticaja da usvoji samo zidove, ili zidove i deo (ili sve) okvire, slika 3.37.

Ukoliko se usvoje samo zidovi, tada se u praksi po pravilu ignoriše izneti zahtev, jer je komplikovan za primenu. Okviri su obično „isprepletani“ sa zidovima, grede se oslanjaju i na zidove itd. Ako se proceni da krutost okvira značajnije utiče na seizmički odgovor konstrukcije, tada je jednostavnije, i korektnije, u osnovni sistem na samom početku uključiti i okvire, slika 3.37.b, videti i 6.10- deo A.

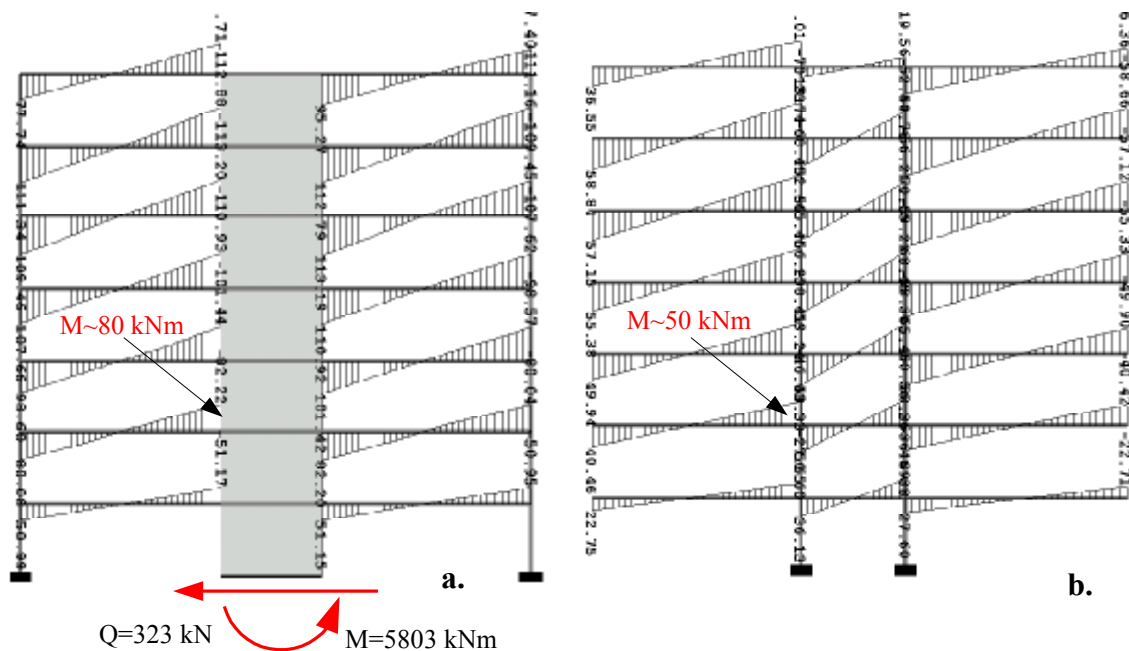


Slika 3.37 - Osnovni sistem konstrukcije: a.) samo zidovi; b.) zidovi+okviri (Program Tower - Radimpex, Beograd)

Ukoliko se, kao u ovom primeru, za osnovni sistem izaberu samo zidovi, tada projektant gubi informacije o uticajima zemljotresa na stubove i grede. Ovi elementi se dimenzionišu prema uticajima gravitacionih opterećenja. S obzirom da okviri moraju da prate pomeranja konstrukcije, čiji je računski iznos definisan krutošću osnovnog sistema- zidova, to detalji greda i stubova moraju da budu konstruisani sa potrebnim kapacitetom deformacija, iako je nosivost okvira određena samo na osnovu uticaja gravitacionih opterećenja.

Zato EC8 zahteva da „grede i stubovi koji pripadaju konstrukciji određene klase duktilnosti“ treba da poseduju zahtevanu duktilnost- kapacitet post- elastičnih deformacija.

Kao ilustracija posledica izbora različitih osnovnih sistema za prijem uticaja zemljotresa, izvršena je analiza različitih modela, slika 3.37. Proračun je izvršen metodom konačnih elemenata- program TOWER, „Radimpex“, Beograd. Analizirana su tri modela osnovnog sistema konstrukcije, sva tri opterećena računskim seizmičkim opterećenjem prema slici 3.8. Za debljinu tavanice usvojeno je $d^* = 5 \text{ cm}$, da bi se smanjila krutost na savijanje, koja nije obuhvaćena „ručnim analizama“. Nekakva tavanica je u ovom modelu ipak neophodna, kako bi se sačuvala krutost tavanice u svojoj ravni.



Slika 3.38 - Model zid+okviri: a.) momenti u osi 1; b.) momenti u osi 4

A) Osnovni sistem- samo zidovi, slika 3.37.a

Pomeranje vrha zida Z1 iznosi $\delta = 37,7 \text{ mm}$, što se slaže sa rezultatima približne analize, $\delta = 33,0 \text{ mm}$, str. 3.12. Isto važi i za iznos M, Q , zida Z1.

B) Osnovni sistem- zidovi pravougaonog preseka 20/430+svi okviri, slika 3.37.b.

Pomeranje vrha zida Z1 iznosi $\delta = 16,6 \text{ mm}$, a dijagrami uticaja prikazani su na slici 3.38. Pomeranje vrha i uticaji u uklještenju zida Z1, za isto spoljno opterećenje, su približno dva puta manji. Krutost okvira očigledno nije zanemarljiva.

Za razliku od okvirne konstrukcije iz Primera 2, momenti savijanja greda okvira u osi 4 veći su u višim delovima konstrukcije, slike 3.38.a i 3.38.b. U sistemu sa zidovima, momenti greda na koti +5,60 približno su tri puta manji, zbog različitog iznosa i oblika deformacija konstrukcija.

C) Osnovni sistem- zidovi sa stubovima na krajevima + svi okviri

Pomeranje vrha zida Z1 iznosi $\delta = 10,3 \text{ mm}$

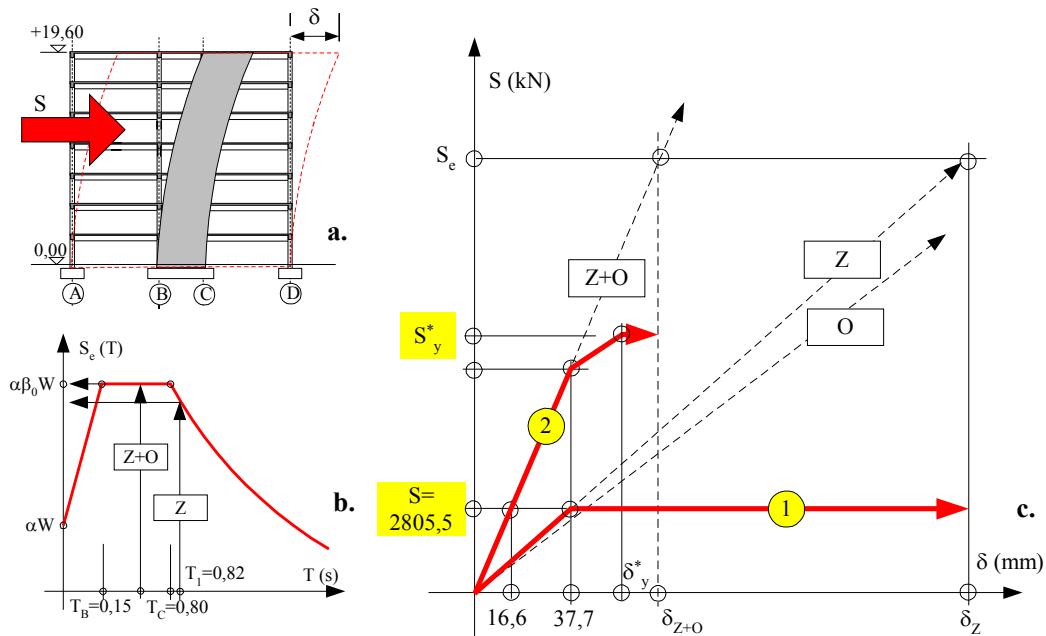
Sve do sada izneto ostavlja utisak „proizvoljnosti“, kao da ne postoji jasan koncept projektovanja konstrukcija za uticaje zemljotresa?

Elastični odgovor konstrukcije koja bi stvarno imala samo zidove (Z), odnosno „realne“ konstrukcije sa zidovima i okvirima (Z+O) prikazan je na slici 3.39.c. S obzirom da je u oba slučaja period T_1 praktično u granicama $T \leq T_C$ ukupno seizmičko opterećenje S_e elastičnog sistema je praktično isto, sl. 3.39.b. Kako je „realan“ sistem (Z+O) približno duplo krući, pomeranja δ_{Z+O} su približno duplo manja od pomeranja δ_Z konstrukcije samo sa zidovima.

Zidovi su dimenzionisani tako da pređu u plastični mehanizam pri pomeranju vrha zida Z1 od $\delta \approx 37,7 \text{ mm}$, i ukupnom seizmičkom opterećenju $S = 2805,5 \text{ kN}$, linija 1 na slici 3.39.c.

Pri kom će pomeranju δ_y^* , i ukupnom opterećenju S_y^* „realna“ konstrukcija zidova i okvira (Z+O) preći u mehanizam, zavisi od nosivosti potencijalnih plastičnih zglobova okvira, linija 2 na sl. 3.39.c. U svakom slučaju, može se očekivati da „realna“ pomeranja δ_{Z+O} pri zemljotresu budu manja, pa samim tim i zahtevi za potrebnom duktilnošću zidova. Usvojena računaska nosivost zidova praktično predstavlja željeni nivo opterećenja (i pomeranja) pri kome će početi formiranje mehanizma, dok bi se potpun mehanizam ukupne konstrukcije

ostvario pri daljem prirastu pomeranja, kada i svi okviri pređu u plastični mehanizam. Do toga uopšte i ne mora da dođe.



Slika 3.39 - Odgovor konstrukcije na zemljotres: a.) ukupno seizmičko opterećenje S i pomeranje vrha δ ; b.) elastična spektralna kriva prema EC8; c.) ukupno opterećenje-pomeranje vrha zida Z-samo zidovi; O-samo okviri; Z+O-zidovi i okviri

U ovom slučaju, bilo bi racionalno uključiti i okvire u osnovni sistem, kako zbog potrebne armature, tako i zbog realnije ocene pomeranja.